

An ACI Standard

# Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)

## Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-19)

Reported by ACI Committee 318

ACI 318-19

ترجمة :

م. عبد الكريم المحبشي

م. فواز العنسي



American Concrete Institute  
*Always advancing*

## الاهداء

نهدي هذا العمل

إلى كل عزيز وغالي على قلوبنا

إلى كل من له حق علينا

إلى كل صديق وقريب لنا

إلى كل من وقفوا بجانبنا وأعانونا

إلى كل من علمونا ودرسونا

إلى كل من لهم بصمة في حياتنا

إلى كل من أخذوا بأيدينا

إلى كل من أناروا طريقنا وألهمونا

إلى كل من يهيمه أمرنا

إلى كل طالب علم يبحث على المعرفة

إلى كل ربوع وطننا الجريح والمظلوم

إلى كل يمني يحب الصلاح والخير والسلام لوطنه

**نهدي لهم هذا العمل**

## TABLE OF CONTENTS

### جدول المحتويات

#### PART 1 : GENERAL

#### الجزء الأول: عام

#### CHAPTER 1 GENERAL

1.1—Scope of ACI 318.....	1
1.2—General.....	1
1.3—Purpose.....	3
1.4—Applicability.....	3
1.5—Interpretation.....	6
1.6—Building official.....	8
1.7—Licensed design professiona.....	8
1.8—Construction documents and design records.....	9
1.9—Testing and inspection.....	9
1.10—Approval of special systems of design, construction, or alternative construction materials.....	10

#### CHAPTER 2 NOTATION AND TERMINOLOGY

2.1—Scope.....	10
2.2—Notation.....	10
2.3—Terminology.....	39

#### CHAPTER 3 REFERENCED STANDARDS

3.1—Scope.....	69
3.2—Referenced standards.....	69

#### CHAPTER 4 STRUCTURAL SYSTEM REQUIREMENTS

4.1—Scope.....	77
4.2—Materials.....	77
4.3—Design loads.....	78
4.4—Structural system and load paths.....	78
4.5—Structural analysis.....	83
4.6—Strength.....	83
4.7—Serviceability.....	85
4.8—Durability.....	85
4.9—Sustainability.....	85
4.10—Structural integrity.....	86
4.11—Fire resistance.....	87
4.12—Requirements for specific types of construction..	87
4.13—Construction and inspection.....	91
4.14—Strength evaluation of existing structures.....	91

#### PART 2 : LOADS & ANALYSIS

#### CHAPTER 5

##### LOADS

5.1—Scope.....	92
5.2—General.....	92
5.3—Load factors and combinations.....	94

#### الفصل 1

##### عام

1.1 - مجال ACI 318	
1.2 - العام	
1.3 - الغرض	
1.4 - التطبيق	
1.5 - التفسير	
1.6 - مسؤول البناء	
1.7 - محترف التصميم المرخص	
1.8 - وثائق البناء وسجلات التصميم	
1.9 - الاختبار والفحص	
1.10 - الموافقة على أنظمة التصميم الخاصة أو الإنشاء أو مواد البناء - البديلة	

#### الفصل 2

##### التدوين والمصطلحات

2.1 - المجال	
2.2 - الرموز	
2.3 - المصطلحات	

#### الفصل 3

##### معايير مرجعية

3.1 - المجال	
3.2 - معايير مرجعية	

#### الفصل 4

##### متطلبات النظام الإنشائي

4.1 - المجال	
4.2 - المواد	
4.3 - الأحمال التصميمية	
4.4 - النظام الإنشائي ومسارات التحميل	
4.5 - التحليل الإنشائي	
4.6 - المقاومة	
4.7 - الخدمة	
4.8 - المتانة	
4.9 - الاستدامة	
4.10 - السلامة الإنشائي	
4.11 - مقاومة الحريق	
4.12 - متطلبات أنواع محددة من البناء	
4.13 - البناء والإشراف	
4.14 - تقييم مقاومة المنشآت القائمة	

##### الجزء الثاني : الاحمال والتحليل

#### الفصل 5

##### الأحمال

5.1 - المجال	
5.2 - العام	
5.3 - تراكيب ومعاملات الأحمال	

## CHAPTER 6 STRUCTURAL ANALYSIS

6.1—Scope.....	100
6.2—General.....	100
6.3—Modeling assumptions.....	106
6.4—Arrangement of live load.....	108
6.5—Simplified method of analysis for nonprestressed continuous beams and one-way slabs.....	109
6.6—Linear elastic first-order analysis.....	112
6.7—Linear elastic second-order analysis.....	126
6.8—Inelastic second-order analysis.....	128
6.9—Acceptability of finite element analysis.....	129

## CHAPTER 7 ONE-WAY SLABS

7.1—Scope.....	131
7.2—General.....	131
7.3—Design limits.....	132
7.4—Required strength.....	134
7.5—Design strength.....	135
7.6—Reinforcement limits.....	137
7.7—Reinforcement detailing.....	141

## CHAPTER 8 TWO-WAY SLABS

8.1—Scope.....	149
8.2—General.....	149
8.3—Design limits.....	152
8.4—Required strength.....	157
8.5—Design strength.....	167
8.6—Reinforcement limits.....	170
8.7—Reinforcement detailing.....	175
8.8—Nonprestressed two-way joist systems.....	189

## CHAPTER 9

### BEAMS

9.1—Scope.....	192
9.2—General.....	192
9.3—Design limits.....	195
9.4—Required strength.....	197
9.5—Design strength.....	201
9.6—Reinforcement limits, .....	205
9.7—Reinforcement detailing.....	212
9.8—Nonprestressed one-way joist systems.....	228
9.9—Deep beams.....	230

## الفصل 6

### التحليل الإنشائي

6.1 - المجال	100
6.2 - العام	100
6.3 - افتراضات النمذجة	106
6.4 - الترتيبات للحمل الحي	108
6.5 - طريقة التحليل المبسط للكمرات المستمرة الغير مسبقة الإجهاد والبلاطات - في اتجاه واحد	109
6.6 - تحليل من الدرجة الأولى	112
6.7 - التحليل المرن من الدرجة الثانية	126
6.8 - التحليل الغير مرن من الدرجة الثانية	128
6.9 - مقبولة تحليل العناصر المحدودة	129

## الفصل 7

### البلاطات في اتجاه واحد

7.1 - المجال	131
7.2 - العام	131
7.3 - حدود التصميم	132
7.4 - المقاومة المطلوبة	134
7.5 - المقاومة التصميمية	135
7.6 - حدود التسليح	137
7.7 - تفاصيل التسليح	141

## الفصل 8

### البلاطات في اتجاهين

8.1 - المجال	149
8.2 - العام	149
8.3 - حدود التصميم	152
8.4 - المقاومة المطلوبة	157
8.5 - المقاومة التصميمية	167
8.6 - حدود التسليح	170
8.7 - تفاصيل التسليح	175
8.8 - أنظمة الاعصاب ذات الاتجاهين الغير مسبقة الإجهاد	189

## الفصل 9

### الكمرات

9.1 - المجال	192
9.2 - العام	192
9.3 - حدود التصميم	195
9.4 - المقاومة المطلوبة	197
9.5 - المقاومة التصميمية	201
9.6 - حدود التسليح	205
9.7 - تفاصيل التسليح	212
9.8 - أنظمة الاعصاب الغير مسبقة الإجهاد في اتجاه واحد	228
9.9 - كمرات عميقة	230



## CHAPTER 10 COLUMNS

10.1—Scope.....	233
10.2—General.....	233
10.3—Design limits.....	234
10.4—Required strength.....	236
10.5—Design strength.....	237
10.6—Reinforcement limits.....	238
10.7—Reinforcement detailing.....	239

## CHAPTER 11 WALLS

11.1—Scope.....	247
11.2—General.....	248
11.3—Design limits.....	249
11.4—Required strength.....	250
11.5—Design strength.....	251
11.6—Reinforcement limits.....	254
11.7—Reinforcement detailing.....	256
11.8—Alternative method for out-of-plane slender wall analysis.....	259

## CHAPTER 12 DIAPHRAGMS

12.1—Scope.....	262
12.2—General.....	264
12.3—Design limits.....	266
12.4—Required strength.....	267
12.5—Design strength.....	271
12.6—Reinforcement limits.....	282
12.7—Reinforcement detailing.....	283

## CHAPTER 13 FOUNDATIONS

13.1—Scope.....	285
13.2—General.....	287
13.3—Shallow foundations.....	293
13.4—Deep foundations.....	296

## CHAPTER 14 PLAIN CONCRETE

14.1—Scope.....	303
14.2—General.....	305
14.3—Design limits.....	306
14.4—Required strength.....	309
14.5—Design strength.....	311
14.6—Reinforcement detailing.....	314

### PART 4 : JOINTS/CONNECTIONS/ANCHORS

## CHAPTER 15

### BEAM-COLUMN AND SLAB-COLUMN JOINTS

15.1—Scope.....	315
15.2—General.....	315
15.3—Detailing of joints.....	317
15.4 - Strength requirements for beam-column joints ...	319
15.5—Transfer of column axial force through the floor system.....	321

## الفصل 10

### الأعمدة

10.1 - المجال
10.2 - العام
10.3 - حدود التصميم
10.4 - المقاومة المطلوبة
10.5 - المقاومة التصميمية
10.6 - حدود التسليح
10.7 - تفاصيل التسليح

## الفصل 11

### الجدران

11.1 - المجال
11.2 - العام
11.3 - حدود التصميم
11.4 - المقاومة المطلوبة
11.5 - المقاومة التصميمية
11.6 - حدود التسليح
11.7 - تفاصيل التسليح
11.8 - طريقة بديلة لتحليل الجدران النحيفة خارجيا

## الفصل 12

### الاعشبية الإنشائية

12.1 - المجال
12.2 - العام
12.3 - حدود التصميم
12.4 - المقاومة المطلوبة
12.5 - المقاومة التصميمية
12.6 - حدود التسليح
12.7 - تفاصيل التسليح

## الفصل 13

### الأساسات

13.1 - المجال
13.2 - العام
13.3 - الاساسات السطحية
13.4 - أساسات عميقة

## الفصل 14

### الخرسانة العادية

14.1 - المجال
14.2 - العام
14.3 - حدود التصميم
14.4 - المقاومة المطلوبة
14.5 - المقاومة التصميمية
14.6 - تفاصيل التسليح

### الجزء 4 : المفاصل / الوصلات / المسامير

## الفصل 15

### مفاصل عمود كمره وعمود بلاطة

15.1 - المجال
15.2 - العام
15.3 - تفاصيل المفاصل
15.4 - متطلبات المقاومة لمفاصل كمره - عمود
15.5 - نقل القوة المحورية للعمود من خلال نظام السطح

## CHAPTER 16 CONNECTIONS BETWEEN MEMBERS

16.1—Scope.....	322
16.2—Connections of precast members.....	322
16.3—Connections to foundations.....	331
16.4—Horizontal shear transfer in composite concrete flexural members.....	335
16.5—Brackets and corbels.....	340

## CHAPTER 17 ANCHORING TO CONCRETE

17.1—Scope.....	348
17.2—General.....	351
17.3—Design Limits.....	353
17.4—Required strength.....	356
17.5—Design strength, .....	356
17.6—Tensile strength.....	371
17.7—Shear strength.....	395
17.8—Tension and shear interaction.....	408
17.9—Edge distances, spacings, and thicknesses to preclude splitting failure.....	409
17.10—Earthquake-resistant anchor design requirements, .....	411
17.11—Attachments with shear lugs.....	422

## PART 5: EARTHQUAKE RESISTANCE

## CHAPTER 18 EARTHQUAKE-RESISTANT STRUCTURES

18.1—Scope.....	432
18.2—General.....	433
18.3—Ordinary moment frames.....	442
18.4—Intermediate moment frames.....	443
18.5—Intermediate precast structural walls.....	454
18.6—Beams of special moment frames.....	455
18.7—Columns of special moment frames.....	465
18.8—Joints of special moment frames.....	475
18.9—Special moment frames constructed using precast concrete.....	481
18.10—Special structural walls.....	483
18.11—Special structural walls constructed using precast concrete.....	512
18.12—Diaphragms and trusses.....	513
18.13—Foundations.....	525
18.14—Members not designated as part of the seismicforce resisting system.....	538

## PART 6: MATERIALS & DURABILITY

## CHAPTER 19

## CONCRETE: DESIGN AND DURABILITY REQUIREMENTS

19.1—Scope.....	542
19.2—Concrete design properties.....	543
19.3—Concrete durability requirements.....	547
19.4—Grout durability requirements.....	566

## الفصل

### 16 الوصلات بين العناصر

16.1 - المجال	322
16.2 - الوصلات للعناصر مسبقة الصب	322
16.3 - الوصلات للأساسات	331
16.4 - نقل القص الأفقي في عناصر الانحناء الخرسانية المركبة	335
16.5 - الاكثاف والمساند	340

## الفصل 17

### التثبيت في الخرسانة

17.1 - المجال	348
17.2 - العام	351
17.3 - الحدود التصميمية	353
17.4 - المقاومة المطلوبة	356
17.5 - المقاومة التصميمية	356
17.6 - مقاومة الشد	371
17.7 - مقاومة القص	395
17.8 - تفاعل الشد والقص	408
17.9 - مسافات الحواف، التباعد، والسماكات لمنع انهيار الانقسام	409
17.10 - متطلبات تصميم المسمار المقاوم للزلازل	411
17.11 - المرفقات مع أرجل القص	422

## الجزء 5 : مقاومة الزلازل

## الفصل 18

### منشآت مقاومة للزلازل

18.1 - المجال	432
18.2 - العام	433
18.3 - إطارات العزوم العادية	442
18.4 - إطارات عزوم متوسطة	443
18.5 - جدران القص المتوسطة مسبقة الصب	454
18.6 - كمرات لأطارات عزم خاص	455
18.7 - أعمدة إطارات العزوم الخاصة	465
18.8 - مفصلات إطارات عزم خاص	475
18.9 - أطارات عزم خاص تم إنشاؤها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب	481
18.10 - جدران القص الخاصة	483
18.11 - بناء جدران خرسانية باستخدام الخرسانة مسبقة الصب	512
18.12 - الاغشية الإنشائية والجمالونات	513
18.13 - الاساسات	525
18.14 - العناصر الغير مصممة كجزء من نظام مقاومة القوى الزلزالية	538

## الجزء 6 : المواد والمتانة

## الفصل 19

### الخرسانة: متطلبات التصميم والمتانة

19.1 - المجال	542
19.2 - خصائص التصميم الخرسانية	543
19.3 - متطلبات متانة الخرسانة	547
19.4 - متطلبات قوة التحمل	566

## CHAPTER 20

### STEEL REINFORCEMENT PROPERTIES, DURABILITY, AND EMBEDMENTS

20.1—Scope.....	567
20.2—Nonprestressed bars and wires.....	569
20.3—Prestressing strands, wires, and bars.....	579
20.4—Headed shear stud reinforcement.....	584
20.5—Provisions for durability of steel reinforcement.....	585
20.6—Embedments.....	594

## PART 7: STRENGTH & SERVICEABILITY

## CHAPTER 21

### STRENGTH REDUCTION FACTORS

21.1—Scope.....	595
21.2—Strength reduction factors for structural concrete members and connections.....	595

## CHAPTER 22

### SECTIONAL STRENGTH

22.1—Scope.....	603
22.2—Design assumptions for moment and axial strength.....	604
22.3—Flexural strength.....	608
22.4—Axial strength or combined flexural and axial strength.....	609
22.5—One-way shear strength.....	611
22.6—Two-way shear strength.....	628
22.7—Torsional strength.....	641
22.8—Bearing.....	653
22.9—Shear friction.....	657

## CHAPTER 23

### STRUT-AND-TIE MODELS

23.1—Scope, .....	663
23.2—General.....	665
23.3—Design strength.....	674
23.4—Strength of struts.....	674
23.5—Minimum distributed reinforcement.....	678
23.6—Strut reinforcement detailing.....	680
23.7—Strength of ties.....	681
23.8—Tie reinforcement detailing.....	682
23.9—Strength of nodal zones.....	684
23.10—Curved-bar nodes.....	686
23.11— Earthquake-resistant design using the strut-and-tie Method.....	690

## CHAPTER 24

### SERVICEABILITY

24.1—Scope.....	693
24.2—Deflections due to service-level gravity loads.....	694
24.3—Distribution of flexural reinforcement in one-way slabs and beams.....	704
24.4—Shrinkage and temperature reinforcement.....	708
24.5—Permissible stresses in prestressed concrete flexural members.....	711

## الفصل 20

### خصائص ومتانة و غرس حديد التسليح

20.1 - المجال	
20.2 - اسياخ وأسلاك غير مسبقة الاجهاد	
20.3 - كابلات وأسلاك و اسياخ مسبقة الإجهاد	
20.4 - تسليح القص بمسامير ذات رأس	
20.5 - أحكام لمتانة حديد التسليح	
20.6 - الغرز	

## الجزء 7 : المقاومة و الخدمة

## الفصل 21

### معاملات تخفيض المقاومة

21.1 - المجال	
21.2 - معاملات تخفيض المقاومة للعناصر الخرسانية الانشائية والوصلات	

## الفصل 22

### مقاومة المقطع

22.1 - المجال	
22.2 - افتراضات التصميم للعزم والقوة المحورية	
22.3 - مقاومة الانحناء	
22.4 - مقاومة القوى المحورية او العزم المشترك والقوة المحورية	
22.5 - مقاومة القص ذات اتجاه واحد	
22.6 - مقاومة القص ذات اتجاهين	
22.7 - مقاومة الالتواء	
22.8 - التحميل	
22.9 - احتكاك القص	

## الفصل 23

### نماذج الركيزة - شداد

23.1 - المجال	
23.2 - العام	
23.3 - المقاومة التصميمية	
23.4 - مقاومة الدعامة	
23.5 - الحد الأدنى من التسليح الموزع	
23.6 - تفاصيل تسليح الدعامات	
23.7 - مقاومة الروابط (الشدادات )	
23.8 - تفاصيل التسليح للروابط (الشدادات )	
23.9 - مقاومة منطقة العقد	
23.10 - عقد التسليح المنحني	
23.11 - تصميم مقاومة الزلازل باستخدام طريقة ركيزة - شداد	

## الفصل 24

### الخدمة

24.1 - المجال	
24.2 - التشوهات بسبب الأحمال الراسية على مستوى الخدمة	
24.3 - توزيع التسليح للانحناء في بلاطة ذات اتجاه واحد والكمرات	
24.4 - تسليح الانكماش ودرجة الحرارة	
24.5 - الاجهادات المسموحة في عناصر الانحناء الخرساني مسبقة الاجهاد	

## PART 8: REINFORCEMENT

### CHAPTER 25 REINFORCEMENT DETAILS

25.1—Scope.....	717
25.2—Minimum spacing of reinforcement.....	718
25.3—Standard hooks, seismic hooks, crossties, and minimum inside bend diameters.....	721
25.4—Development of reinforcement.....	724
25.5—Splices.....	752
25.6—Bundled reinforcement.....	760
25.7—Transverse reinforcement.....	762
25.8—Post-tensioning anchorages and couplers.....	775
25.9—Anchorage zones for post-tensioned tendons.....	776

## PART 9: CONSTRUCTION

### CHAPTER 26 CONSTRUCTION DOCUMENTS AND INSPECTION

26.1—Scope.....	789
26.2—Design criteria.....	792
26.3—Member information.....	793
26.4—Concrete materials and mixture requirements....	793
26.5—Concrete production and construction.....	810
26.6—Reinforcement materials and construction requirements.....	821
26.7—Anchoring to concrete.....	829
26.8—Embedments.....	833
26.9—Additional requirements for precast concrete....	834
26.10—Additional requirements for prestressed concrete.....	836
26.11—Formwork.....	839
26.12—Evaluation and acceptance of hardened concrete.....	842
26.13—Inspection.....	852

## PART 10: EVALUATION

### CHAPTER 27 STRENGTH EVALUATION OF EXISTING STRUCTURES

27.1—Scope.....	860
27.2—General.....	860
27.3—Analytical strength evaluation.....	862
27.4—Strength evaluation by load test.....	864
27.5—Monotonic load test procedure.....	866
27.6—Cyclic load test procedure.....	870

## الجزء 8 : التسليح

### الفصل 25

#### تفاصيل لتسليح

25.1 المجال	717
25.2 - أقل تباعد للتسليح	718
25.3 - الخطافات المعيارية ، والخطافات الزلزالية ، الروابط المتقاطعة ، وأقل الأقطار داخل الانحناء	721
25.4 - تثبيت التسليح	724
25.5 - التوصيلات	752
25.6 - حزمة التسليح	760
25.7 - التسليح العرضي	762
25.8 - مثبتات ومزدوجات لاحقة الشد	775
25.9 - مناطق التثبيت لكابلات لاحقة الشد	776

## الجزء 9 : التشييد

### الفصل 26

#### وثائق التشييد و الإشراف

26.1 - المجال	789
26.2 - معايير التصميم	792
26.3 - معلومات العنصر	793
26.4 - المواد الخرسانية ومتطلبات الخلط	793
26.5 - إنتاج الخرسانة والبناء	810
26.6 - مواد التسليح ومتطلبات البناء	821
26.7 - تثبيت للخرسانة	829
26.8 - الغرز	833
26.9 - متطلبات إضافية للخرسانة مسبقة الصب	834
26.10 - متطلبات إضافية للخرسانة مسبقة الإجهاد	836
26.11 - قوالب صب الخرسانة	839
26.12 - تقييم وقبول الخرسانة المتصلبة	842
26.13 - الإشراف	852

## الجزء 10 : التقييم

### الفصل 27

#### تقييم المقاومة للمنشآت الموجودة

27.1 - المجال	860
27.2 - العام	860
27.3 - تقييم المقاومة التحليلية	862
27.4 - تقييم المقاومة عن طريق اختبار الحمل	864
27.5 - اجراء اختبار الحمل الأحادي	866
27.6 - اجراء اختبار الحمل الدودي	870

## APPENDIX A

DESIGN VERIFICATION USING NONLINEAR  
RESPONSE HISTORY ANALYSIS

A.1—Notation and terminology, .....	871
A.2—Scope, .....	872
A.3—General. ....	874
A.4—Earthquake ground motions, .....	874
A.5—Load factors and combinations, .....	875
A.6—Modeling and analysis. ....	876
A.7—Action classification and criticality. ....	877
A.8—Effective stiffness. ....	879
A.9—Expected material strength. ....	883
A.10— Acceptance criteria for deformation-controlled actions. ....	884
A.11— Expected strength for force-controlled actions, .....	888
A.12—Enhanced detailing requirements. ....	890
A.13—Independent structural design review, .....	892

## APPENDIX B

## STEEL REINFORCEMENT INFORMATION...894

## APPENDIX C

EQUIVALENCE BETWEEN SI-METRIC,  
MKS-METRIC, AND U.S. CUSTOMARY UNITS OF  
NONHOMOGENOUS EQUATIONS IN THE  
CODE.....897

## COMMENTARY REFERENCES.....907

## الملحق أ -

التحقق من التصميم باستخدام تحليل تاريخ الاستجابة الغير خطية

A.1 - الرموز والمصطلحات
A.2 - المجال
A.3 - عام
A.4 - حركات أرضية زلزالية
A.5 - معاملات وتراكيب الحمل
A.6 - معاملات وتراكيب الحمل
A.7 - تصنيف الفعل والخطورة
A.8 - الجساءة الفعالة
A.9 - مقاومة المواد المتوقعة
A.10 - معايير القبول للإجراءات المتحكم فيها التشوه
A.11 - المقاومة المتوقعة للأفعال التي تسيطر عليها القوة
A.12 - متطلبات تفصيلية محسنة
A.13 - مراجعة التصميم الإنشائي المستقل

## الملحق ب

-معلومات حديد التسليح

## الملحق ج

-التكافؤ بين SI-METRIC و MKS-METRIC ووحدات الولايات المتحدة للمعادلة الغير متجانسة في الكود

## مراجع التعليق

## CHAPTER 1—GENERAL

### 1.1—Scope of ACI 318

1.1.1 This chapter addresses (a) through (h):

- (a) General requirements of this Code
- (b) Purpose of this Code
- (c) Applicability of this Code
- (d) Interpretation of this Code
- (e) Definition and role of the building official and the licensed design professional
- (f) Construction documents
- (g) Testing and inspection
- (h) Approval of special systems of design, construction, or alternative construction materials

### الفصل الأول - عام

#### 1.1 - مجال ACI 318

1.1.1 يتناول هذا الفصل (a) خلال (h):

- (أ) المتطلبات العامة لهذه الكود
- (ب) الغرض من هذا الكود
- (ج) قابلية تطبيق هذا الكود
- (د) تفسير هذه الكود
- (هـ) تعريف دور مسؤول البناء ومحتترف التصميم المرخص.
- (و) وثائق البناء
- (ز) الاختبار والإشراف
- (ح) الموافقة على النظم الخاصة بالتصميم أو بناء أو مواد البناء البديلة

### 1.2—General

1.2.1 ACI 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete," is hereafter referred to as "this Code."

#### 2.1 عام

1.2.1 يشار إلى ACI 318 ، "متطلبات كود البناء للمنشآت الخرسانية" ، باسم "هذه الكود".

1.2.2 In this Code, the general building code refers to the building code adopted in a jurisdiction. When adopted, this Code forms part of the general building code.

1.2.2 في هذا الكود، يشير كود البناء العام إلى كود البناء المعتمدة في سلطة قضائية. عندما اعتمدت، هذا الكود تشكل جزءاً من كود البناء العام.

## R1—GENERAL

### R1.1—Scope of ACI 318

R1.1.1 This Code includes provisions for the design of concrete used for structural purposes, including plain concrete; concrete containing nonprestressed reinforcement, prestressed reinforcement, or both; composite columns with structural steel shapes, pipes, or tubing; and anchoring to concrete. This Code is substantially reorganized from the previous version, ACI 318-11. This chapter includes a number of provisions that explain where this Code applies and how it is to be interpreted.

#### R1 عام

#### R1.1 - مجال ACI 318

R1.1.1 يتضمن هذا الكود أحكاماً لتصميم الخرسانة المستخدمة في الأغراض الإنشائية، بما في ذلك الخرسانة العادية؛ الخرسانة المحتوية على تسليح غير مسبقي الاجهاد أو تسليح مسبقي الاجهاد أو كليهما؛ أعمدة مركبة بأشكال فولاذية أو أنابيب أو أنابيب هيكلية؛ والمثبتة للخرسانة. تم إعادة تنظيم هذه الكود بشكل كبير من الإصدار السابق، ACI 318-11. يتضمن هذا الفصل عدداً من الشروط التي توضح مكان تطبيق هذه الكود وكيفية تفسيرها.

### R1.2—General

#### 2.1 عام

R1.2.2 The American Concrete Institute recommends that this Code be adopted in its entirety.

R1.2.2 يوصي المعهد الأمريكي للخرسانة باتخاذ هذا الكود بكامله.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**1.2.3** The official version of this Code is the English language version, using meter-newton units, published by the American Concrete Institute.

**1.2.3** النسخة الرسمية لهذه الكود هي نسخة اللغة الإنجليزية، باستخدام وحدات المتر - نيوتن ، نشرتها المعهد الأمريكي للخرسانة.

**1.2.4** In case of conflict between the official version of this Code and other versions of this Code, the official version governs.

**1.2.4** في حالة وجود تعارض بين النسخة الرسمية لهذا الكود وإصدارات أخرى من هذا الكود، فالنسخة الرسمية هي المتحكمة.

**1.2.5** This Code provides minimum requirements for the materials, design, construction, and strength evaluation of structural concrete members and systems in any structure designed and constructed under the requirements of the general building code.

**1.2.5** هذا الكود يوفر الحد الأدنى من المتطلبات للمواد والتصميم والبناء وتقييم مقاومة العناصر وأنظمة المنشآت الخرسانية في أي منشأ صممت وشيدت تحت متطلبات كود البناء العام.

**1.2.6** Modifications to this Code that are adopted by a particular jurisdiction are part of the laws of that jurisdiction, but are not a part of this Code.

**1.2.6** تعديلات على هذه الكود التي تم تبنيها بواسطة سلطة محددة هي جزء من قوانين تلك السلطة القضائية، ولكنها ليست جزءاً من هذه الكود.

**1.2.7** If no general building code is adopted, this Code provides minimum requirements for the materials, design, construction, and strength evaluation of members and systems in any structure within the scope of this Code.

**1.2.7** إذا لم يتم اعتماد كود البناء العام، هذا الكود يوفر الحد الأدنى من المتطلبات للمواد والتصميم والبناء، وتقييم مقاومة أعضاء وأنظمة المنشآت الخرسانية في أي منشأ في مجال هذا الكود.

**R1.2.3** Committee 318 develops the Code in English, using meter-newton units. Based on that version, Committee 318 approved three other versions:

- (a) In English using SI units (ACI 318M)
- (b) In Spanish using SI units (ACI 318S)
- (c) In Spanish using inch-pound units (ACI 318SUS).

Jurisdictions may adopt ACI 318, ACI 318M, ACI 318S, or ACI 318SUS.

**R1.2.3** تقوم اللجنة 318 بتطوير الكود باللغة الإنجليزية ، باستخدام وحدات المتر - نيوتن. وبناءً على هذا الإصدار، وافقت اللجنة 318 على ثلاثة إصدارات أخرى:

- (أ) باللغة الإنجليزية باستخدام وحدات النظام الدولي (ACI 318M)
  - (ب) بالإسبانية باستخدام وحدات النظام الدولي (ACI 318S)
  - (ج) باللغة الإسبانية باستخدام وحدات الباوند (ACI 318SUS).
- قد تعتمد السلطات القضائية ACI 318 أو ACI 318M أو ACI 318S أو ACI 318SUS.

**R1.2.5** This Code provides minimum requirements and exceeding these minimum requirements is not a violation of the Code. The licensed design professional may specify project requirements that exceed the minimum requirements of this Code.

**R1.2.5** ينص هذا الكود على أن الحد الأدنى من المتطلبات وتجاوز الحد الأدنى من المتطلبات لا يعد انتهاكاً للكود. قد يحدد محترف التصميم المرخص متطلبات المشروع التي تتجاوز الحد الأدنى من متطلبات هذا الكود.



### 1.3—Purpose

**1.3.1** The purpose of this Code is to provide for public health and safety by establishing minimum requirements for strength, stability, serviceability, durability, and integrity of concrete structures.

#### 1.3 الغرض

**1.3.1** الغرض من هذا الكود هو توفير الصحة العامة والأمان بواسطة تأسيس الحد الأدنى من المتطلبات في المقاومة والاستقرار والخدمية والمتانة وسلامة المنشآت الخرسانية.

**1.3.2** This Code does not address all design considerations.

1.3.2 لا يتناول هذه الكود جميع اعتبارات التصميم.

**1.3.3** Construction means and methods are not addressed in this Code.

1.3.3 طرق ووسائل البناء لم يتم تناولها في هذا الكود.

### 1.4—Applicability

**1.4.1** This Code shall apply to concrete structures designed and constructed under the requirements of the general building code.

#### 1.4 - قابلية التطبيق

**1.4.1** ينطبق هذا الكود على الهياكل الخرسانية المصممة والمبنية وفقاً لمتطلبات قانون البناء العام.

**1.4.2** Provisions of this Code shall be permitted to be used for the assessment, repair, and rehabilitation of existing structures.

**1.4.2** يُسمح باستخدام أحكام هذا الكود في تقييم وإصلاح المنشآت القائمة.

### R1.3—Purpose

**R1.3.1** This Code provides a means of establishing minimum requirements for the design and construction of structural concrete, as well as for acceptance of design and construction of concrete structures by the building officials or their designated representatives. This Code does not provide a comprehensive statement of all duties of all parties to a contract or all requirements of a contract for a project constructed under this Code.

#### R1.3 الغرض

**R1.3.1** يوفر هذا الكود وسيلة لتحديد الحد الأدنى من المتطلبات لتصميم وبناء المنشآت الخرسانية، وكذلك لقبول تصميم وبناء المنشآت الخرسانية من قبل مسؤول البناء أو ممثليهم المعيّنين. لا يوفر هذه الكود بياناً شاملاً بجميع واجبات جميع الأطراف في عقد أو جميع متطلبات عقد مشروع تم إنشاؤه بموجب هذا الكود.

**R1.3.2** The minimum requirements in this Code do not replace sound professional judgment or the licensed design professional's knowledge of the specific factors surrounding a project, its design, the project site, and other specific or unusual circumstances to the project.

**R1.3.2** لا يستبدل الحد الأدنى من المتطلبات في هذا الكود محل الحكم المهني السليم أو معرفة محترف التصميم المرخص بعوامل المواصفات المحيطة بالمشروع وتصميمه وموقع المشروع وغير ذلك من الشروط المحددة أو الظروف غير العادية للمشروع.

### R1.4—Applicability

#### R1.4 - قابلية التطبيق

**R1.4.2** Specific provisions for assessment, repair, and rehabilitation of existing concrete structures are provided in **ACI 562-19**. Existing structures in **ACI 562** are defined as structures that are complete and permitted for use.

**R1.4.2** تم توفير أحكام محددة لتقييم وتأهيل المنشآت الخرسانية الموجودة في **ACI 562-19**. يتم تعريف الهياكل الحالية في **ACI 562** على أنها منشآت كاملة ومسموح باستخدامها.



## CODE

### الكود

**1.4.3** Applicable provisions of this Code shall be permitted to be used for structures not governed by the general building code.

**1.4.3** يُسمح باستخدام الأحكام المطبق بها في هذا الكود في المباني غير الخاضعة لقانون البناء العام.

**1.4.4** The design of thin shells and folded plate concrete structures shall be in accordance with **ACI 318.2**, "Building Code Requirements for Concrete Thin Shells."

**1.4.4** يجب أن يكون تصميم الأغشية الرقيقة والهياكل الخرسانية المنثنية للبلاطات طبقاً للمواصفة **ACI 318.2** ، "متطلبات كود البناء للأغشية الرقيقة الخرسانية."

**1.4.5** This Code shall apply to the design of slabs cast on stay in-place, noncomposite steel decks.

**1.4.5** ينطبق هذا الكود على تصميم البلاطات المصبوبة على البلاطات الفولاذية غير المركبة في الموقع.

**1.4.6** For one- and two-family dwellings, multiple single family dwellings, townhouses, and accessory structures to these types of dwellings, the design and construction of casting-place footings, foundation walls, and slabs-on-ground in accordance with **ACI 332M** shall be permitted.

**1.4.6** يسمح تطبيق هذا الكود بالنسبة للمنشآت المكونة من مسكن واحد أو عدة مساكن، توجد منشآت متعددة المسكن الواحدة، ومنازل سكنية، ومنشآت ملحقة لهذه الأنواع من المنشآت، وتصميم وبناء القواعد المصبوبة في الموقع، وجدران الأساسات، والبلاطات الأرضية وفقاً لـ **ACI 332**.

## COMMENTARY

### التعليق

**R1.4.3** Structures such as arches, bins and silos, blast resistant structures, chimneys, underground utility structures, gravity walls, and shielding walls involve design and construction requirements that are not specifically addressed by this Code. Many Code provisions, however, such as concrete quality and design principles, are applicable for these structures. Recommendations for design and construction of some of these structures are given in the following:

- "Code Requirements for Reinforced Concrete Chimneys and Commentary" (**ACI 307-08**)
- "Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials" (**ACI 313-97**)
- "Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures and Commentary" (**ACI 349M**)
- "Code for Concrete Containments" (**ACI 359**)

**R1.4.3** تشمل المنشآت مثل الأقواس والصناديق والصوامع والهياكل المقاومة للتآكل والمداخن ومنشآت المرافق الأرضية والجدران الكتلية والجدران الساندة يشمل متطلبات التصميم والبناء التي لا تتناولها هذه الكود بشكل محدد. ومع ذلك، فإن العديد من أحكام الكود، مثل جودة الخرسانة ومبادئ التصميم، تنطبق على هذه المنشآت. وترد توصيات لتصميم وبناء بعض هذه المنشآت فيما يلي:

- "متطلبات الكود للمداخن الإسمنتية المسلحة والتعليق" (**ACI 307-08**)
- "التطبيق القياسي لتصميم وبناء صوامع الخرسانة وأنابيب المداخن لتخزين المواد الحبيبية" (**ACI 313-97**)
- "متطلبات الكود الخاصة بالمنشآت الخرسانية والتعليق المرتبط بالسلامة النووية" (**ACI 349**)
- "كود للمحتويات الخرسانية" (**ACI 359**)

**R1.4.5** In its most basic application, the noncomposite steel deck serves as a form, and the concrete slab is designed to resist all loads, while in other applications the concrete slab may be designed to resist only the superimposed loads. The design of a steel deck in a load-resisting application is given in "Standard for Non-Composite Steel Floor Deck" (SDI NC). The SDI standard refers to this Code for the design and construction of the structural concrete slab.

**R1.4.5** في أكثر تطبيقاته الأساسية، تعمل البلاطة المعدنية غير مركبة كشكل، ويتم تصميم البلاطات الخرسانية لمقاومة كل الأحمال، بينما في التطبيقات الأخرى يمكن تصميم البلاطة الخرسانية لمقاومة الأحمال المتراكبة فقط. يتم إعطاء تصميم البلاطة المعدنية في تطبيق مقاوم للحمل في "معيار البلاطة المعدنية غير المركبة" (SDI NC). يشير معيار SDI إلى هذا الكود لتصميم وبناء بلاطة المنشآت الخرسانية.

**R1.4.6** **ACI 332M** addresses only the design and construction of cast-in-place footings, foundation walls supported on continuous footings, and slabs-on-ground for limited residential construction applications. The **2015 IBC** requires design and construction of residential post-tensioned slabs on expansive soils to be in accordance with **PTI DC10.5-12**, which provides requirements for slab-on-ground foundations, including soil investigation, design, and analysis. Guidance for the design and construction of post-tensioned slabs-on-ground that are not on expansive soils can be found in **ACI 360R**. Refer to **R1.4.8**.

**R1.4.6** يعالج **ACI 332M** فقط تصميم وبناء القواعد المصبوبة في الموقع، أساسات الجدران المدعومة على قواعد مستمرة، وبلاطات أرضية لتطبيقات البناء السكنية المحدودة. تتطلب **IBC** لعام 2015 تصميم وبناء بلاطات سكنية لاحقة الشد على تربة ممتدة بما يتوافق مع **PTI DC10.5-12**، والذي يوفر متطلبات أساسات البلاطات الأرضية، بما في ذلك فحص التربة وتصميمها وتحليلها. يمكن العثور على إرشادات حول تصميم وبناء بلاطات أرضية لاحقة الشد غير الموجودة في التربة الموسعة في **ACI 360R**. الرجوع إلى **R1.4.8**.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**1.4.7** This Code does not apply to the design and installation of concrete piles, drilled piers, and caissons embedded in ground, except as provided in (a) through (c):

- (a) For portions of deep foundation members in air or water, or in soil incapable of providing adequate lateral restraint to prevent buckling throughout their length
- (b) For precast concrete piles supporting structures assigned to Seismic Design Categories A and B (13.4)
- (c) For deep foundation elements supporting structures assigned to Seismic Design Categories C, D, E, and F (Ch. 13, 18.13)

**1.4.7** لا ينطبق هذا الكود على تصميم وتركيب الخوازيق الخرسانية والأرصفة المحفورة والكيسونات المغمورة في الأرض، باستثناء ما هو منصوص عليه في (أ) أو (ب):  
(أ) بالنسبة لأجزاء عناصر الأساسات العميقة التي في الهواء أو الماء، أو في التربة الغير قادرة على توفير سند جانبي مناسب لمنع الانبعاج على طولها  
(ب) للمنشآت المخصصة لفئات التصميم الزلزالي D و E و F  
(ج) بالنسبة لعناصر الأساسات العميقة الداعمة للهياكل المخصصة لفئات التصميم الزلزالي C و D و E و F (الفصل 13 ، 18.13)

**1.4.8** This Code does not apply to design and construction of slabs-on-ground, unless the slab transmits vertical loads or lateral forces from other portions of the structure to the soil.

**1.4.8** لا يسري هذا الكود على تصميم وبناء البلاطات الأرضية ، ما لم تنقل البلاطات الأحمال الرأسية أو القوى الجانبية من أجزاء أخرى من المنشأ إلى التربة.

**1.4.9** This Code does not apply to the design and construction of tanks and reservoirs.

**1.4.9** لا ينطبق هذا الكود على تصميم وبناء الخزانات والأحواض.

**R1.4.7** The design and installation of concrete piles fully embedded in the ground is regulated by the general building code. The 2019 edition of the Code contains some provisions that previously were only available in the general building code. In addition to the provisions in this Code, recommendations for concrete piles are given in **ACI 543R**, recommendations for drilled piers are given in **ACI 336.3R**, and recommendations for precast prestressed concrete piles are given in "Recommended Practice for Design, Manufacture, and Installation of Prestressed Concrete Piling" (**PCI 1993**). Requirements for the design and construction of micro piles are not specifically addressed by this Code.

**R1.4.7** ينظم كود البناء العام تصميم وتركيب الخوازيق الخرسانية المغمورة بالكامل في الأرض. تحتوي نسخة 2019 من الكود على بعض الأحكام التي كانت متاحة سابقا في كود البناء العام فقط. بالإضافة إلى الأحكام الواردة في هذا الكود ، ترد توصيات بشأن الخوازيق الخرسانية في **ACI 543R** ، وترد توصيات للركائز المحفورة في **ACI 336.3R** ، وترد توصيات الخوازيق الخرسانية سابقة الإجهاد في "التطبيقات الموصى بها للتصميم والتصنيع والتركيب من خرسانة سابقة الإجهاد" (**PCI 1993**). لا يتم تلبية متطلبات تصميم وبناء خوازيق متناهية الصغر على وجه التحديد في هذا الكود.

**R1.4.8** Detailed recommendations for design and construction of slabs-on-ground and floors that do not transmit vertical loads or lateral forces from other portions of the structure to the soil are given in **ACI 360R**. This guide presents information on the design of slabs-on-ground, primarily industrial floors and the slabs adjacent to them. The guide addresses the planning, design, and detailing of the slabs. Background information on the design theories is followed by discussion of the soil support system, loadings, and types of slabs. Design methods are given for structural plain concrete, reinforced concrete, shrinkage-compensating concrete, and post-tensioned concrete slabs.

**R1.4.8** ترد في **ACI 360R** توصيات تفصيلية لتصميم وبناء البلاطات الأرضية والاسطح التي لا تنقل الأحمال الرأسية أو القوى الجانبية من أجزاء أخرى من المنشأ إلى التربة. يقدم هذا الدليل معلومات عن تصميم البلاطات الأرضية، وفي المقام الأول ، المبانى الصناعية والبلاطات المجاورة لها. يتناول الدليل تخطيط وتصميم وتفصيل البلاطات. يتبع المعلومات الأساسية حول نظريات التصميم مناقشة نظام دعم التربة ، الأحمال ، وأنواع البلاطات. يتم تقديم طرق التصميم للخرسانة العادية الإنشائية والخرسانة المسلحة والخرسانة المعوضة للانكماش والبلاطات الخرسانية لاحقة الشد.

**R1.4.9** Requirements and recommendations for the design and construction of tanks and reservoirs are given in **ACI 350M**, **ACI 334.1R**, and **ACI 372R**.

**R1.4.9** ترد متطلبات وتوصيات تصميم وبناء الخزانات والأحواض في **ACI 350M** و **ACI 334.1R** و **ACI 372R**.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**1.4.10** This Code does not apply to composite design slabs cast on stay-in-place composite steel deck. Concrete used in the construction of such slabs shall be governed by this Code, where applicable. Portions of such slabs designed as reinforced concrete are governed by this Code.

**1.4.10** لا ينطبق هذا الكود على تصميم البلاطات المركبة والمصبوبة في الموقع والبلاطات المعدنية المركبة. الخرسانة المستخدمة في بناء مثل هذه البلاطات يجب أن يحكمها هذا الكود، حيثما ينطبق ذلك. أجزاء من هذه البلاطات مصممة بخرسانة مسلحة تحكمها هذه الكود.

**R1.4.10** In this type of construction, the steel deck serves as the positive moment reinforcement. The design and construction of concrete-steel deck slabs is described in "Standard for Composite Steel Floor Deck-Slabs" (SDI C). The standard refers to the appropriate portions of this Code for the design and construction of the concrete portion of the composite assembly. SDI C also provides guidance for design of composite-concrete-steel deck slabs. The design of negative moment reinforcement to create continuity at supports is a common example where a portion of the slab is designed in conformance with this Code.

**R1.4.10** في هذا النوع من البناء ، تعمل البلاطة المعدنية كتسليح للعزم الموجب. تم تصميم وإنشاء البلاطات الخرسانية -المعدنية في "المعيار للبلاطات المعدنية المركبة " (SDI C). يشير المعيار إلى الأجزاء المناسبة من هذا الكود لتصميم وبناء الجزء الخرساني من التجميع المركب. يوفر نظام SDIC أيضًا إرشادات لتصميم البلاطات الخرسانية -المعدنية المركبة. إن تصميم تسليح العزم السالب لتكوين استمرارية عند الركائز هو مثال شائع حيث تم تصميم جزء من البلاطة بالتوافق مع هذا الكود.

### 1.5—Interpretation

**1.5.1** The principles of interpretation in this section shall apply to this Code as a whole unless otherwise stated.

#### 1.5 التفسير

**1.5.1** يجب على مبادئ التفسير في هذا القسم تنطبق على هذا الكود ككل ما لم ينص على خلاف ذلك.

**1.5.2** This Code consists of chapters and appendixes, including text, headings, tables, figures, footnotes to tables and figures, and referenced standards.

**1.5.2** يتكون هذا الكود من فصول وملاحق، بما في ذلك النص، والعناوين، والجداول، والأشكال، والملاحظات السفلية إلى الجداول والأشكال، والمعايير المرجعية.

**1.5.3** The Commentary consists of a preface, introduction, commentary text, tables, figures, and cited publications. The Commentary is intended to provide contextual information, but is not part of this Code, does not provide binding requirements, and shall not be used to create a conflict with or ambiguity in this Code.

**1.5.3** يتكون التعليق من تمهيد، مقدمة، نص التعليق، والجداول، والأشكال، والمطبوعات المذكورة. يهدف التعليق إلى توفير معلومات سياقية، ولكنه ليس جزءًا من هذه الكود، ولا يوفر متطلبات ملزمة، ولا يسمح استخدامها لخلق تعارض مع أو الغموض في هذا الكود.

**1.5.4** This Code shall be interpreted in a manner that avoids conflict between or among its provisions. Specific provisions shall govern over general provisions.

**1.5.4** يجب تفسير هذا الكود بطريقة يتجنب الخلاف ضمن أو بين أحكامه. الشروط الخاصة تحكم على الشروط العامة.

### R1.5—Interpretation

#### R1.5- تفسير

**R1.5.4** General provisions are broad statements, such as a building needs to be serviceable. Specific provisions, such as explicit reinforcement distribution requirements for crack control, govern over the general provisions.

**R1.5.4** الشروط العامة هي بيانات عامة ، مثل أن يكون المبنى بحاجة إلى الخدمة. تخضع الشروط الخاصة، مثل متطلبات توزيع التسليح المحدد للتحكم في التشريح، محكم على الأحكام العامة.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**1.5.5** This Code shall be interpreted and applied in accordance with the plain meaning of the words and terms used. Specific definitions of words and terms in this Code shall be used where provided and applicable, regardless of whether other materials, standards, or resources outside of this Code provide a different definition.

**1.5.5** يجب تفسير هذا الكود وتطبيقه وفقاً للمعنى البسيط للكلمات والمصطلحات المستخدمة. تكون العبارات المحددة من الكلمات والمصطلحات في هذا الكود تستخدم حيثما تكون متوفرة وقابلة للتطبيق، بغض النظر عما إذا كانت مواد أو معايير أو مصادر أخرى خارج هذا الكود تقدم تعريفات مختلفة.

**1.5.6** The following words and terms in this Code shall be interpreted in accordance with (a) through (e):  
(a) The word "shall" is always mandatory.  
(b) Provisions of this Code are mandatory even if the word "shall" is not used.  
(c) Words used in the present tense shall include the future.  
(d) The word "and" indicates that all of the connected items, conditions, requirements, or events shall apply.  
(e) The word "or" indicates that the connected items, conditions, requirements, or events are alternatives, at least one of which shall be satisfied.

**1.5.6** يجب أن تكون الكلمات والمصطلحات التالية في هذا الكود مفسرة وفقاً لـ (أ) إلى (هـ):  
(أ) كلمة "shall" هي دائماً إلزامية.  
(ب) شروط هذا الكود إلزامية حتى لو كانت الكلمة "shall" غير مستخدمة.  
(ج) الكلمات المستخدمة في المضارع تتضمن المستقبل.  
(د) تشير كلمة "و" إلى أن جميع المصطلحات المتصلة والشروط أو المتطلبات أو الأحداث يجب أن تطبق.  
(هـ) تشير كلمة "أو" إلى أن المصطلحات المتصلة، الشروط، المتطلبات، أو الأحداث هي بدائل، في واحد منها على الأقل يجب أن تستوفي.

**1.5.7** In any case in which one or more provisions of this Code are declared by a court or tribunal to be invalid, that ruling shall not affect the validity of the remaining provisions of this Code, which are severable. The ruling of a court or tribunal shall be effective only in that court's jurisdiction, and shall not affect the content or interpretation of this Code in other jurisdictions.

**1.5.7** في أي حالة يكون فيها واحد أو أكثر من هذه الشروط يتم التصريح عن الكود من قبل محكمة أو هيئة قضائية بأنها غير صالحة الحكم لا يؤثر على صحة بقية الشروط الواردة في هذا الكود، والتي هي قابلة للفصل. حكم المحكمة أو هيئة التحكيم تكون فعالة فقط في اختصاص تلك المحكمة، ولا تؤثر على محتوى أو تفسير هذا الكود في سلطات قضائية أخرى.

**1.5.8** If conflicts occur between provisions of this Code and those of standards and documents referenced in Chapter 3, this Code shall apply.

**1.5.8** في حال حدوث خلل بين أحكام هذا الكود وتلك المعايير والمستندات المشار إليها في الفصل 3، تطبق هذه الكود.

**R1.5.5** *ACI Concrete Terminology (2018)* is the primary resource to help determine the meaning of words or terms that are not defined in the Code. Dictionaries and other reference materials commonly used by licensed design professionals may be used as secondary resources.

**R1.5.5** مصطلحات الكود الخرساني *ACI (2018)* هي المصدر الأساسي للمساعدة في تحديد معنى الكلمات أو المصطلحات التي لم يتم الكشف عنها في الكود. يمكن استخدام القواميس والمواد المرجعية الأخرى التي يشيع استخدامها من قبل المتخصصين في التصميم المرخص كمصادر ثانوية.

**R1.5.7** This Code addresses numerous requirements that can be implemented fully without modification if other requirements in this Code are determined to be invalid. This severability requirement is intended to preserve this Code and allow it to be implemented to the extent possible following legal decisions affecting one or more of its provisions.

**R1.5.7** يتناول هذه الكود العديد من المتطلبات التي يمكن تنفيذها بشكل كامل دون تعديل إذا تم تحديد أن المتطلبات الأخرى في هذا الكود غير صالحة. تهدف المتطلبات القابلة للفصل إلى الحفاظ على هذه الكود والسماح بتنفيذها إلى أقصى حد ممكن بعد القرارات القانونية التي تؤثر على واحد أو أكثر من أحكامها.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

### 1.6—Building official

**1.6.1** All references in this Code to the building official shall be understood to mean persons who administer and enforce this Code.

#### 1.6 - مسؤول البناء

**1.6.1** جميع المراجع في هذا الكود إلى مسؤول البناء يجب أن يفهم على أنه يعني الأشخاص الذين يديرون ويطبّقون هذا الكود.

**1.6.2** Actions and decisions by the building official affect only the specific jurisdiction and do not change this Code.

**1.6.2** الإجراءات والمقررات الصادرة عن مسؤول البناء تؤثر فقط الاختصاص المحدد ولا تغير هذا الكود.

**1.6.3** The building official shall have the right to order testing of any materials used in concrete construction to determine if materials are of the quality specified.

**1.6.3** يحق لمسؤول البناء أن يأمر باختبار أي مواد مستخدمة في المنشأ الخرساني لتحديد ما إذا كانت المواد ذات جودة محددة.

### 1.7—Licensed design professional

**1.7.1** All references in this Code to the licensed design professional shall be understood to mean the engineer in either 1.7.1.1 or 1.7.1.2.

#### 1.7 - محترف التصميم المرخص

**1.7.1** يجب أن تُفهم جميع الإشارات الواردة في هذا الكود إلى محترف التصميم المرخص على أنها تعني المهندس في 1.7.1.1 أو 1.7.1.2.

**1.7.1.1** The licensed design professional responsible for, and in charge of, the structural design work.

**1.7.1.1** محترف التصميم المرخص المسؤول عن أعمال التصميم الإنشائي والمسؤول عنها.

**1.7.1.2** A specialty engineer to whom a specific portion of the structural design work has been delegated subject to the conditions of (a) and (b).

(a) The authority of the specialty engineer shall be explicitly limited to the delegated design work.

(b) The portion of design work delegated shall be well defined such that responsibilities and obligations of the parties are apparent.

**1.7.1.2** مهندس متخصص تم تفويض جزء محدد من أعمال التصميم الإنشائي له وفقاً لشروط (أ) و (ب).

(أ) تقتصر سلطة المهندس المتخصص صراحةً على أعمال التصميم المفوضة.

(ب) يجب أن يكون جزء أعمال التصميم المفوض جيداً محددة بحيث تكون مسؤوليات والتزامات الأطراف واضحة.

### R1.6—Building official

**R1.6.1** Building official is defined in 2.3.

#### R1.6 - مسؤول البناء

يتم تعريف R1.6.1 مسؤول البناء في 2.3.

**R1.6.2** Only the American Concrete Institute has the authority to alter or amend this Code.

**R1.6.2** فقط المعهد الأمريكي للخرسانة لديه سلطة تغيير أو تعديل هذا الكود.

### R1.7—Licensed design professional

**R1.7.1** Licensed design professional is defined in 2.3.

#### R1.7 - محترف التصميم المرخص

R1.7.1 تم تعريف محترف التصميم المرخص في 2.3.

**R1.7.1.2(b)** A portion of the design work may be delegated to a specialty engineer during the design phase or to the contractor in the construction documents. Examples of design work delegated to a specialty engineer or contractor include precast concrete and post-tensioned concrete design.

**R1.7.1.2 (ب)** يمكن تفويض جزء من أعمال التصميم إلى مهندس متخصص أثناء مرحلة التصميم أو إلى المقاول في مستندات البناء. أمثلة على أعمال التصميم المفوضة لمهندس أو مقاول متخصص ، وتشمل الخرسانة سابقة الصب وتصميم الخرسانة لاحقة الشد.



## 1.8—Construction documents and design records

**1.8.1** The licensed design professional shall provide in the construction documents the information required in **Chapter 26** and that required by the jurisdiction.

### 1.8 - وثائق البناء وسجلات التصميم

**1.8.1** يجب على محترف التصميم المرخص أن يقدم في وثائق البناء لمعلومات المطلوبة في الفصل 26 والتي تتطلبها السلطة القضائية.

**1.8.2** Calculations pertinent to design shall be filed with the construction documents if required by the building official. Analyses and designs using computer programs shall be permitted provided design assumptions, user input, and computer-generated output are submitted. Model analysis shall be permitted to supplement calculations.

**1.8.2** يجب تجنب حسابات التصميم ذات الصلة بوثائق البناء إذا كان المطلوب من مسؤول البناء. يجب استخدام برامج الكمبيوتر في التحليل والتصميم بما يسمح به افتراضات التصميم، وإدخال المستخدم، ويتم تقديم الإخراج الناتج عن الكمبيوتر. تحليل النموذج يسمح لاستكمال العمليات الحسابية.

## 1.9—Testing and inspection

**1.9.1** Concrete materials shall be tested in accordance with the requirements of Chapter 26.

### 1.9 - الاختبار والفحص

**1.9.1** يتم اختبار المواد الخرسانية وفقاً لمتطلبات الفصل 26.

**1.9.2** Concrete construction shall be inspected in accordance with the general building code and in accordance with **Chapters 17** and **26**.

**1.9.2** يتم فحص المنشأ الخرساني طبقاً لكود البناء العام وبما يتفق مع الفصلين 17 و 26.

**1.9.3** Inspection records shall include information required in **Chapters 17** and **26**.

**1.9.3** يجب أن تتضمن سجلات الفحص المعلومات المطلوبة في **الفصول 17 و 26**.

## R1.8—Construction documents and design records

**R1.8.1** The provisions of **Chapter 26** for preparing project drawings and specifications are, in general, consistent with those of most general building codes. Additional information may be required by the building official.

### R1.8 - وثائق البناء وسجلات التصميم

**R1.8.1** تعتبر أحكام الفصل 26 من أجل إعداد مخططات المشاريع والمواصفات، بشكل عام، متسقة مع أحكام معظم كودات البناء العامة. قد تكون هناك حاجة لمعلومات إضافية من مسؤول البناء.

**R1.8.2** Documented computer output is acceptable instead of manual calculations. The extent of input and output information required will vary according to the specific requirements of individual building officials. However, if a computer program has been used, only skeleton data should normally be required. This should consist of sufficient input and output data and other information to allow the building official to perform a detailed review and make comparisons using another program or manual calculations. Input data should be identified as to member designation, applied loads, and span lengths. The related output data should include member designation and the shears, moments, and reactions at key points in the span. For column design, it is desirable to include moment magnification factors in the output where applicable. The Code permits model analysis to be used to supplement structural analysis and design calculations. Documentation of the model analysis should be provided with the related calculations. Model analysis should be performed by an individual having experience in this technique.

**R1.8.2** يكون إخراج الوثائق من الكمبيوتر مقبولاً بدلاً من الحسابات اليدوية. مدى المعلومات المدخلة والمخرجة المطلوبة سوف تختلف وفقاً لمتطلبات محددة من مسؤول البناء المستقل. ومع ذلك، إذا تم استخدام برنامج كمبيوتر، يجب أن تكون هيكل البيانات المطلوبة في العادة. يجب أن يتكون هذا من بيانات المدخلات والمخرجات القديمة والمعلومات الأخرى للسماح لمسؤول البناء لإجراء مراجعة مفصلة وإجراء مقارنات باستخدام برنامج آخر أو حسابات يدوية. ينبغي تحديد بيانات المدخلات بالنسبة لتعيين العناصر التصميمية والأحمال المطبقة وأطوال البحور. يجب أن تتضمن بيانات الإخراج ذات الصلة تعيين العنصر التصميمي وقوى القص والعزوم وردود الأفعال عند النقاط الرئيسية في البحور. بالنسبة لتصميم العمود، من المرغوب فيه تضمين معاملات تعديل العزم في المخرجات القابلة للتطبيق. يسمح هذه الكود باستخدام تحليل النموذج لاستكمال التحليل الإنشائي وحسابات التصميم. يجب تقديم الوثائق الخاصة بتحليل النماذج مع الحسابات ذات الصلة. يجب إجراء تحليل النموذج من قبل شخص لديه خبرة في هذه التقنية.

## 1.10—Approval of special systems of design, construction, or alternative construction materials

**1.10.1** Sponsors of any system of design, construction, or alternative construction materials within the scope of this Code, the adequacy of which has been shown by successful use or by analysis or test, but which does not conform to or is not covered by this Code, shall have the right to present the data on which their design is based to the building official or to a board of examiners appointed by the building official. This board shall be composed of competent engineers and shall have authority to investigate the data so submitted, require tests, and formulate rules governing design and construction of such systems to meet the intent of this Code. These rules, when approved by the building official and promulgated, shall be of the same force and effect as the provisions of this Code.

**1.10 - الموافقة على أنظمة التصميم الخاصة، البناء، أو مواد البناء البديلة**  
**1.10.1** المسؤولين لأي نظام تصميم أو بناء أو مواد البناء البديلة في نطاق هذا الكود، أظهرت كفاية منها عن طريق الاستخدام الناجح أو عن طريق التحليل أو الاختبار، ولكن لا يتوافق مع أو الغير مشمول في هذا الكود، يكون لها الحق في تقديم البيانات التي يستند تصميمها إلى مسؤول البناء أو إلى مجلس من المشرفين المعيّنين من قبل مسؤول البناء. يتكون هذا المجلس من مهندسين أكفاء ويكون لها سلطة التحقيق في البيانات المقدمة، تتطلب اختبارات، وصياغة القواعد التي تحكم التصميم وبناء مثل هذه الأنظمة لتلبية القصد من هذا الكود. هذه القواعد، عندما وافق عليها مسؤول البناء وأذاها يجب ان تكون من نفس القوة والتأثير كما في الشروط لهذا الكود.

## CHAPTER 2—NOTATION AND TERMINOLOGY

### 2.1—Scope

**2.1.1** This chapter defines notation and terminology used in this Code.

### الفصل 2 - الرموز والمصطلحات

#### 2.1 المجال

**2.1.1** هذا الفصل يعرف الرموز والمصطلحات المستخدمة في هذا الكود.

### 2.2—Notation

$a$  = depth of equivalent rectangular stress block, mm.  
 $a_v$  = shear span, equal to distance from center of concentrated load to either: (a) face of support for continuous or cantilevered members, or (b) center of support for simply supported members, mm.

$A_b$  = area of an individual bar or wire, mm<sup>2</sup>

$A_{brg}$  = net bearing area of the head of stud, anchor bolt, or headed deformed bar, mm<sup>2</sup>

$A_c$  = area of concrete section resisting shear transfer mm<sup>2</sup>

$A_{cf}$  = greater gross cross-sectional area of the slab-beam strips of the two orthogonal equivalent frames intersecting at a column of a two-way slab mm<sup>2</sup>

$A_{ch}$  = cross-sectional area of a member measured to the outside edges of transverse reinforcement, mm<sup>2</sup>

$A_{cp}$  = area enclosed by outside perimeter of concrete cross section mm<sup>2</sup>

## R1.10—Approval of special systems of design, construction, or alternative construction materials

**R1.10.1** New methods of design, new materials, and new uses of materials should undergo a period of development before being covered in a code. Hence, good systems or components might be excluded from use by implication if means were not available to obtain acceptance. For special systems considered under this section, specific tests, load factors, deflection limits, and other pertinent requirements should be set by the board of examiners, and should be consistent with the intent of the Code. The provisions of this section do not apply to model tests used to supplement calculations under 1.8.2 or to strength evaluation of existing structures under Chapter 27.

### R1.10 - الموافقة على أنظمة التصميم الخاصة أو الإنشاء أو مواد البناء البديلة

**R1.10.1** يجب أن تخضع طرق التصميم الجديدة والمواد الجديدة والاستخدامات الجديدة لفترة تطوير قبل أن يتم تغطيتها في الكود. وبالتالي، قد يتم استبعاد الأنظمة أو المكونات الجديدة من الاستخدام ضمناً إذا لم تكن الوسائل متاحة للحصول على القبول. بالنسبة للأنظمة الخاصة التي يتم النظر فيها بموجب هذا المقطع، يجب تعيين اختبارات محددة ومعاملات الحمل وحدود التشوه والمتطلبات الأخرى ذات الصلة من قبل فريق الإشراف، ويجب أن تكون متوافقة مع القصد من الكود. لا تسري أحكام هذا المقطع على الاختبارات النموذجية المستخدمة لتكملة الحسابات تحت 1.8.2 أو لتقييم قوة المنشآت الموجودة بموجب الفصل 27.

## R2—NOTATION AND TERMINOLOGY

### R2 - الرموز والمصطلحات

### R2.2—Notation

#### R2.2- الرموز

$'_{a1}$  = limiting value of  $c_{a1}$  where anchors are located less than  $1.5c_{a1}$  from three or more edges, in.; see Fig. R17.5.2.4

$'_{a1}$  = القيمة المقاسه لـ  $c_{a1}$  حيث توضع المسامير أقل من  $1.5c_{a1}$  من ثلاث حواف أو أكثر، مم.؛ انظر الشكل R17.5.2.4

$A_{cs}$  = cross-sectional area at one end of a strut in a strut-and-tie model, taken perpendicular to the axis of the strut, mm<sup>2</sup>

$A_{ct}$  = area of that part of cross section between the flexural tension face and centroid of gross section, mm<sup>2</sup>

$A_{cv}$  = gross area of concrete section bounded by web thickness and length of section in the direction of shear force considered in the case of walls, and gross area of concrete section in the case of diaphragms, not to exceed the thickness times the width of the diaphragm mm<sup>2</sup>

$A_{cw}$  = area of concrete section of an individual pier, horizontal wall segment, or coupling beam resisting shear, mm<sup>2</sup>

$A_t$  = area of reinforcement in bracket or corbel resisting design moment, mm<sup>2</sup>

$A_g$  = gross area of concrete section, mm<sup>2</sup> For a hollow section,  $A_g$  is the area of the concrete only and does not include the area of the void(s)

$A_h$  = total area of shear reinforcement parallel to primary tension reinforcement in a corbel or bracket, mm<sup>2</sup>

$A_j$  = effective cross-sectional area within a joint in a plane parallel to plane of beam reinforcement generating shear in the joint, mm<sup>2</sup>  $A_\ell$  = total area of longitudinal reinforcement to resist torsion, mm<sup>2</sup>

$A_{\ell,min}$  = minimum area of longitudinal reinforcement to resist torsion, mm<sup>2</sup>

$A_n$  = area of reinforcement in bracket or corbel resisting factored tensile force  $N_{uc}$ , mm<sup>2</sup>

$A_{nz}$  = area of a face of a nodal zone or a section through a nodal zone, mm<sup>2</sup>

$A_{Na}$  = projected influence area of a single adhesive anchor or group of adhesive anchors, for calculation of bond strength in tension, mm<sup>2</sup>

$A_{Na,o}$  = projected influence area of a single adhesive anchor, for calculation of bond strength in tension if not limited by edge distance or spacing, mm<sup>2</sup>

$A_{Nc}$  = projected concrete failure area of a single anchor or group of anchors, for calculation of strength in tension, mm<sup>2</sup>

$A_{Nco}$  = projected concrete failure area of a single anchor, for calculation of strength in tension if not limited by edge distance or spacing, mm<sup>2</sup>



## 2.2- الرموز

- $a$  = عمق كتلة الضغط المستطيلة المكافئة ، مم.
- $a_v$  = بحر القص ، يساوي المسافة من مركز الحمل المركز إلى: (أ) وجه الركيزة للأعضاء المستمر أو الكابولي ، أو (ب) مركز الركائز للأعضاء بسيطة الاستناد، مم.
- $Ab$  = مساحة سيخ واحد أو مساحة السلك، مم مربع.
- $Abrg$  = مساحة التحميل الصافية لرأس مسمار ، مسمار الارتكاز ، أو رأس السيخ المحلزن، مم مربع.
- $Ac$  = مساحة المقطع الخرساني المقاوم للقص المنتقل ، مم مربع.
- $Ac_f$  = أقصى مساحة للمقطع العرضي لشرايح البلاطة والكمرة المتعامدة في الإطارات المتعامدة في الاعمدة في البلاطات ذات الاتجاهين، مم مربع.
- $Ach$  = مساحة المقطع العرضي للعضو المقاس إلى الحواف الخارجية من التسليح العرضي ، مم مربع.
- $Acp$  = المساحة المحيطة بالمحيط الخارج للمقطع العرضي الخرساني، مم مربع.
- $Acs$  = مساحة المقطع العرضي في أحد طرفي الركيزة في نموذج الركيزة - الشد ، يتم أخذها عمودياً على محور الركيزة ، مم مربع.
- $Act$  = مساحة هذا الجزء من المقطع العرضي بين وجه إنحناء الشد ومركز المقطع العرضي، مم مربع.
- $Acv$  = المساحة الإجمالية للمقطع الخرساني المرتبط بسمك الشفة الوسطية وطول المقطع في اتجاه قوة القص المعتبره في حالة الجدران ، و المساحة الإجمالية للمقطع الخرساني في حالة الاغشية الانشائية، لا تتجاوز عدد مرات السماكة عرض الاغشية الانشائية ، مم مربع.
- $Acw$  = مساحة المقطع الخرساني للركيزة الفردية ، أو جزء الجدار الأفقي ، أو ضعف الكمرة المقاوم للقص، مم مربع.
- $Ar$  = مساحة التسليح في الاكتاف أو المساند المصمم لمقاومة العزوم، مم مربعة.
- $Ag$  = المساحة الإجمالية للمقطع الخرساني. بالنسبة للمقطع المجوف مم مربعة.  $Ag$  هي مساحة الخرسانة فقط التي لا تشمل منطقة الفراغات.
- $Ah$  = المساحة الكلية لتسليح القص الموازي للحديد الرئيسي في قوس أو الجملون المصمم لمقاومة العزوم، مم مربع.
- $Aj$  = مساحة المقطع العرضي الفعال ضمن العقدة في المستوى الموازي لمستوى تسليح الكمرة المولد للقص في العقدة، مم مربع.
- $Al$  = المساحة الكلية لتسليح الطولي المقاوم للتواء، مم مربع.
- $Al_{min}$  = أقل مساحة لتسليح الطولي المقاوم للتواء، مم مربع.
- $An$  = مساحة التسليح في الاكتاف أو المساند المصمم لمقاومة قوى الشد  $Nuc$  ، مم مربع.
- $Anz$  = مساحة الوجه من منطقة العقدة أو المقطع خلال المنطقة العقدية، مم مربع.
- $ANa$  = مساحة التأثير الساقطة على مسمار واحد لاصق أو مجموعة مسامير لاصقة، لحساب مقاومة التماسك في الشد، مم مربع.
- $ANa_o$  = مساحة التأثير الساقطة على مسمار واحد لاصق أو مجموعة مسامير لاصقة، لحساب مقاومة التماسك في الشد إذا لم يقتصر على مسافة الحافة أو التباعد، مم مربع.
- $ANc$  = مساحة أنهيار الخرسانة الساقطة على مسمار واحد أو مجموعة مسامير ، لحساب مقاومة التماسك في الشد، مم مربع.
- $ANc_o$  = مساحة أنهيار الخرسانة الساقطة على مسمار واحد ، لحساب مقاومة التماسك في الشد إذا لم يقتصر على مسافة الحافة أو التباعد، مم مربع.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

$A_o$  = gross area enclosed by torsional shear flow path mm<sup>2</sup>  
 $A_{oh}$  = area enclosed by centerline of the outermost closed transverse torsional reinforcement, mm<sup>2</sup>  
 $A_{pd}$  = total area occupied by duct, sheathing, and prestressing reinforcement, mm<sup>2</sup>  
 $A_{ps}$  = area of prestressed longitudinal tension reinforcement, mm<sup>2</sup>  
 $A_{pt}$  = total area of prestressing reinforcement, mm<sup>2</sup>  
 $A_s$  = area of nonprestressed longitudinal tension reinforcement, mm<sup>2</sup>  
 $A'_s$  = area of compression reinforcement, mm<sup>2</sup>  
 $A_{sc}$  = area of primary tension reinforcement in a corbel or bracket, mm<sup>2</sup>  
 $A_{se,N}$  = effective cross-sectional area of anchor in tension, mm<sup>2</sup>  
 $A_{se,V}$  = effective cross-sectional area of anchor in shear mm<sup>2</sup>  
 $A_{sh}$  = total cross-sectional area of transverse reinforcement, including crossties, within spacing  $s$  and perpendicular to dimension  $b_c$ , mm<sup>2</sup>  
 $A_{si}$  = total area of surface reinforcement at spacing  $s_i$  in the  $i$ -th layer crossing a strut, with reinforcement at an angle  $\alpha_i$  to the axis of the strut, mm<sup>2</sup>  
 $A_{s,min}$  = minimum area of flexural reinforcement, mm<sup>2</sup>  
 $A_{st}$  = total area of nonprestressed longitudinal reinforcement including bars or steel shapes, and excluding prestressing reinforcement, mm<sup>2</sup>  
 $A_{sx}$  = area of steel shape, pipe, or tubing in a composite section, mm<sup>2</sup>  
 $A_t$  = area of one leg of a closed stirrup, hoop, or tie resisting torsion within spacing  $s$ , mm<sup>2</sup>  
 $A_{tp}$  = area of prestressing reinforcement in a tie, mm<sup>2</sup>  
 $A_{tr}$  = total cross-sectional area of all transverse reinforcement within spacing  $s$  that crosses the potential plane of splitting through the reinforcement being developed, mm<sup>2</sup>  
 $A_{ts}$  = area of nonprestressed reinforcement in a tie, mm<sup>2</sup>  
 $A_v$  = area of shear reinforcement within spacing  $s$ , mm<sup>2</sup>  
 $A_{vd}$  = total area of reinforcement in each group of diagonal bars in a diagonally reinforced coupling beam, mm<sup>2</sup>  
 $A_{vf}$  = area of shear-friction reinforcement, mm<sup>2</sup>  
 $A_{vh}$  = area of shear reinforcement parallel to flexural tension reinforcement within spacing  $s_2$ , mm<sup>2</sup>  
 $A_{v,min}$  = minimum area of shear reinforcement within spacing  $s$ , mm<sup>2</sup>  
 $A_{vc}$  = projected concrete failure area of a single anchor or group of anchors, for calculation of strength in shear, mm<sup>2</sup>  
 $A_{vco}$  = projected concrete failure area of a single anchor, for calculation of strength in shear, if not limited by corner influences, spacing, or member thickness, mm<sup>2</sup>  
 $A_l$  = loaded area for consideration of bearing strength, mm<sup>2</sup>  
 $A_2$  = area of the lower base of the largest frustum of a pyramid, cone, or tapered wedge contained wholly within the support and having its upper base equal to the loaded area. The sides of the pyramid, cone, or tapered wedge shall be sloped one vertical to two horizontal, mm<sup>2</sup>

**Ao** = المساحة الإجمالية المحصورة بمسار القص الالتوائي، مم مربع.

**Aoh** = المساحة المحيطة بالخط المركزي الخارجي المحيط بالتسليح العرضي للالتواء، مم مربع.

**Apd** = المساحة الكلية التي تشغلها الأنابيب والاعطية و تسليح الإجهاد المسبق مم مربع.

**Aps** = مساحة التسليح الطولي للشد للأجهاد المسبق، مم مربع.

**Apt** = المساحة الكلية للتسليح للأجهاد المسبق، مم مربع.

**As** = مساحة التسليح الطولي للشد للأجهاد الغير المسبق، مم مربعة.

**As'** = مساحة تسليح الضغط ، مم مربع.

**Asc** = مساحة التسليح الرئيسي للشد في الاكتاف أو المساتد، مم مربع.

**Ase,N** = مساحة المقطع العرضي الفعال في المسامير في الشد، مم مربع.

**Ase,V** = مساحة المقطع العرضي الفعال في المسامير في القص، مم مربع.

**Ash** = المساحة الكلية للمقطع العرضي للتسليح العرضي ، بما في ذلك المقاطع، المسافات البينية والمسافات العمودية **bc**، مم مربع.

**Asi** = المساحة الكلية لسطح التسليح عند التباعد في الطبقة  $i^{th}$  التي تعبر الركيزة، مع التسليح في زاوية  $\alpha_i$  إلى محور الركائز، مم مربع.

**As,min** = أقل مساحة تسليح الانحناء، مم مربع.

**Ast** = المساحة الكلية للتسليح الطولي للأجهاد الغير مسبق يتضمن اسياخ واشكال الحديد ولا يتضمن التسليح للأجهاد المسبق، مم مربع.

**Asx** = مساحة اشكال الحديد أو الأنابيب في المقطع المركب، مم مربع.

**At** = مساحة ساق واحدة من الكانات المغلفة أو طوق أو الشداد المقاومة للالتواء داخل التباعد **s**، مم مربع.

**Atp** = مساحة التسليح للأجهاد المسبق في الشداد ، مم مربع.

**Atr** = المساحة الكلية للمقطع العرضي لجميع التسليح العرضي داخل التباعد **s** الذي يقسم المستوى المحتمل للتشقق خلال تثبيت التسليح، مم مربع.

**Ats** = مساحة التسليح للأجهاد الغير مسبق في الشداد ، مم مربع.

**Av** = مساحة تسليح القص ضمن التباعد **s**، مم مربع.

**Avd** = المساحة الكلية لتسليح في كل مجموعة من الاسياخ المائلة في التسليح المضاعف المائل للكمرة، مم مربع.

**Avf** = مساحة تسليح القص -الاحتكاك، مم مربع.

**Avh** = مساحة تسليح القص الموازي لتسليح انحناء الشد ضمن التباعد **s** ، مم مربع.

**Av,min** = أقل مساحة تسليح القص ضمن التباعد **s**، مم مربع.

**AVc** = مساحة أنهيار الخرسانة الساقطة على مسمار واحد لاصق او مجموعة مسامير لاصقة، لحساب مقاومة القص، مم مربع.

**AVco** = مساحة فشل الخرسانة الساقطة على مسمار واحد او مجموعة مسامير ، لحساب مقاومة القص إذا لم يقتصر على تأثير الحافة أو التباعد أو سماكات الاعضاء، مم مربع.

**A1** = مساحة التحميل المعتبره لمقاومة التحميل ، مم مربع.

**A2** = مساحة القاعدة السفلية لأكبر هرم ناقص أو مخروط أو وتد مدبب يحتوي كلياً داخل الركيزة وامتلاك قاعدته العليا متساوية إلى المنطقة المحملة. جوانب الهرم، مخروط، أو الوتد المدبب بميل 1راسي : 2 أفقي، مم مربع.

$b$  = width of compression face of member, mm.  
 $b_c$  = cross-sectional dimension of member core measured to the outside edges of the transverse reinforcement composing area  $A_{sh}$ , mm.  
 $b_f$  = effective flange width of T section, mm.  
 $b_o$  = perimeter of critical section for two-way shear in slabs and footings, mm.  
 $b_s$  = width of strut, mm.  
 $b_{slab}$  = effective slab width resisting  $\gamma M_{sc}$ , mm.  
 $b_t$  = width of that part of cross section containing the closed stirrups resisting torsion, mm.  
 $b_v$  = width of cross section at contact surface being investigated for horizontal shear, mm.  
 $b_w$  = web width or diameter of circular section, mm.  
 $b_1$  = dimension of the critical section  $b_o$  measured in the direction of the span for which moments are determined, mm.  
 $b_2$  = dimension of the critical section  $b_o$  measured in the direction perpendicular to  $b_1$ , mm.  
 $B_n$  = nominal bearing strength, N  
 $B_u$  = factored bearing load, N

$b$  = عرض وجه الانضغاط للعضو، مم.  
 $b_c$  = بعد المقطع العرضي لنواة العنصر مقاس من الحواف الخارجية لمساحة التسليح العرضي المركب، مم.  
 $b_f$  = العرض الفعال للشفة لمقطع T، مم.  
 $b_o$  = محيط المقطع الحرج في القص الثنائي في البلاطات ذات الاتجاهين والاساسات، مم.  
 $b_s$  = عرض الركيزة، مم.  
 $b_{slab}$  = العرض الفعال للبلاطة المقاومة للعزم، مم.  
 $b_t$  = عرض ذلك الجزء من المقطع العرضي الذي يحتوي على الكانات المغلفة المقاوم للالتواء، مم.  
 $b_v$  = عرض المقطع العرضي عند سطح التماس المحقق للقص الأفقي، مم.  
 $b_w$  = عرض الشفة الوسطية أو قطر المقطع الدائري، مم.  
 $b_1$  = بعد المقطع الحرج المقاس في اتجاه البحر للعزوم التي تميم تحديدها، مم.  
 $b_2$  = بعد المقطع الحرج المقاس في اتجاه عمودي على  $b_1$ ، مم.  
 $B_n$  = مقاومة التحميل الاسمية، نيوتن  
 $B_u$  = حمل التحميل المصعدة، نيوتن

$c$  = distance from extreme compression fiber to neutral axis, mm.  
 $c_{ac}$  = critical edge distance required to develop the basic strength as controlled by concrete breakout or bond of a post-installed anchor in tension in uncracked concrete without supplementary reinforcement to control splitting, mm.  
 $c_{a,max}$  = maximum distance from center of an anchor shaft to the edge of concrete, mm.  
 $c_{a,min}$  = minimum distance from center of an anchor shaft to the edge of concrete, mm.  
 $c_{a1}$  = distance from the center of an anchor shaft to the edge of concrete in one direction, in. If shear is applied to anchor,  $c_{a1}$  is taken in the direction of the applied shear. If tension is applied to the anchor,  $c_{a1}$  is the minimum edge distance.  
Where anchors subject to shear are located in narrow sections of limited thickness, see 17.5.2.4

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

$c_{a2}$  = distance from center of an anchor shaft to the edge of concrete in the direction perpendicular to  $c_{a1}$ , mm.  
 $c_b$  = lesser of: (a) the distance from center of a bar or wire to nearest concrete surface, and (b) one-half the center-to-center spacing of bars or wires being developed, mm.  
 $c_c$  = clear cover of reinforcement, mm.  
 $c_{Na}$  = projected distance from center of an anchor shaft on one side of the anchor required to develop the full bond strength of a single adhesive anchor, mm.  
 $c_t$  = distance from the interior face of the column to the slab edge measured parallel to  $c_1$ , but not exceeding  $c_1$ , mm.  
 $c_1$  = dimension of rectangular or equivalent rectangular column, capital, or bracket measured in the direction of the span for which moments are being determined, mm.  
 $c_2$  = dimension of rectangular or equivalent rectangular column, capital, or bracket measured in the direction perpendicular to  $c_1$ , mm.  
 $C$  = cross-sectional constant to define torsional properties of slab and beam  
 $C_m$  = factor relating actual moment diagram to an equivalent uniform moment diagram

$C$  = compressive force acting on a nodal zone, N

$C$  = قوة الضغط المؤثرة على منطقة العقدة ، N

$c$  = المسافة من الياف الضغط القصوى إلى المحور المحايد، مم .  
 $c_{ac}$  = المسافة الطرفية الحرجة المطلوبة لتثبيت المقاومة الأساسية التي تسيطر عليها اختراق الخرسانة أو الترابط من مسمار التثبيت في الشد في الخرسانة الغير مشققة دون التسليح الاضافي للسيطرة على التشقق، مم .  
 $c_{a,max}$  = أقصى مسافة من مركز محور المسمار إلى حافة الخرسانة ، مم .  
 $c_{a,min}$  = أقل مسافة من مركز محور المسمار إلى حافة الخرسانة ، مم .  
 $c_{a1}$  = المسافة من مركز محور المسمار إلى حافة الخرسانة في اتجاه واحد ، مم . إذا كان القص يطبق على المسمار، يتم اتخاذ  $c_{a1}$  في اتجاه القص المستخدم. إذا تم تطبيق الشد على المسمار،  $c_{a1}$  هو الحد الأدنى لمسافة الحافة. حيث تقع المسامير الخاضعة للقص في المقاطع الضيقة من السماكة المحددة، انظر 17.5.2.4  
 $c_{a2}$  = المسافة من مركز محور المسمار إلى حافة الخرسانة في اتجاه عمودي على  $c_{a1}$  ، مم .  
 $c_b$  = الأقل من (أ) المسافة من مركز السيخ أو سلك لأقرب سطح خرساني ، و (ب) نصف المسافة من المركز إلى المركز للتباعد بين الاسياخ أو الأسلاك مم .  
 $c_c$  = الغطاء الصافي للتسليح ، مم .  
 $c_{Na}$  = المسافة الساقطة من مركز محور المسمار على جانب واحد من المسمار المطلوبة لتثبيت مقاومة الترابط الكاملة لمسمار واحد، مم .  
 $c_t$  = المسافة من الوجه الداخلي للعمود إلى حافة البلاطة المقاسة بالتوازي مع  $c_1$  ، لكن لا تتجاوز  $c_1$  ، مم .  
 $c_1$  = بعد المستطيل أو المستطيل المكافئ للعمود أو تاج العمود أو القوس المقاس في اتجاه البحر للزوم التي يتم تحديدها مم .  
 $c_2$  = بعد المستطيل أو المستطيل المكافئ للعمود أو تاج العمود أو القوس المقاس في الاتجاه العمودي على  $c_1$  ، مم .  
 $C$  = ثابت المقطع العرضي للخصائص الالتوائية للبلاطة والكمره.  
 $C_m$  = عامل يتعلق بمخطط العزم الفعلي إلى مخطط العزم المكافئ المنتظم.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

$d$  = distance from extreme compression fiber to centroid of longitudinal tension reinforcement, mm.

$d'$  = distance from extreme compression fiber to centroid of longitudinal compression reinforcement, mm.

$d_a$  = outside diameter of anchor or shaft diameter of headed stud, headed bolt, or hooked bolt, mm.

$d_a'$  = value substituted for  $d_a$  if an oversized anchor is used, mm.

$d_{agg}$  = nominal maximum size of coarse aggregate, mm.

$d_b$  = nominal diameter of bar, wire, or prestressing strand, mm.

$d_p$  = distance from extreme compression fiber to centroid of prestressing reinforcement, mm.

$d_{pile}$  = diameter of pile at footing base, mm.

$D$  = effect of service dead load

$e_h$  = distance from the inner surface of the shaft of a Jor L-bolt to the outer tip of the J- or L-bolt, mm.

$d_{burst}$  = distance from the anchorage device to the centroid of the bursting force,  $T_{burst}$ , mm.

$d_{burst}$  = المسافة من جهاز التثبيت إلى مركز قوة الانفجار،  $T_{burst}$  ، مم .

$d$  = المسافة من الياف الضغط القصوى إلى مركز تسليح الشد الطولي ، مم .

$d'$  = المسافة من الياف الضغط القصوى إلى مركز تسليح الضغط الطولي ، مم .

$d_a$  = القطر الخارجي للمسمار أو قطر المحور ، رأس المسمار ، أو عكفة المسمار ، مم .

$d_a'$  = القيمة المستبدلة لـ  $d_a$  إذا كانت المسمار المستخدم كبير الحجم ، مم .

$d_{agg}$  = الحجم الأقصى الاسمي للركام الخشن ، مم .

$d_b$  = القطر الاسمي للسيخ ، السلك ، أو كابل الإجهاد المسبق ، مم .

$d_p$  = المسافة من الياف الضغط القصوى إلى مركز تسليح الإجهاد المسبق ، مم .

$d_{pile}$  = قطر الخازوق أو الودع عند قاعدة الأساس.

$D$  = تأثير الحمولة الميتة الخدمية.

$e_h$  = المسافة من السطح الداخلي لمحور Jor L-bolt إلى الطرف الخارجي لـ J- أو L-bolt ، مم .

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

$e'_N$  = distance between resultant tension load on a group of anchors loaded in tension and the centroid of the group of anchors loaded in tension, in.;  $e'_N$  is always positive

$e'_V$  = distance between resultant shear load on a group of anchors loaded in shear in the same direction, and the centroid of the group of anchors loaded in shear in the same direction, in.;  $e'_V$  is always positive

$E$  = effect of horizontal and vertical earthquake-induced forces

$E_c$  = modulus of elasticity of concrete, MPa

$E_{cb}$  = modulus of elasticity of beam concrete, MPa

$E_{cs}$  = modulus of elasticity of slab concrete, MPa

$EI$  = flexural stiffness of member, N-mm<sup>2</sup>

$(EI)_{eff}$  = effective flexural stiffness of member, N-mm<sup>2</sup>

$E_p$  = modulus of elasticity of prestressing reinforcement, MPa

$E_s$  = modulus of elasticity of reinforcement and structural steel, excluding prestressing reinforcement, MPa

$e'_N$  = المسافة بين حمل الشد الناتج على مجموعة من المسامير المحملة في الشد ومركز مجموعة من المسامير محملة في الشد ، في؛  $e'_N$  هو دائما قيمة موجبة.

$e'_V$  = المسافة بين حمل القص الناتج على مجموعة من المسامير محملة في القص في نفس الاتجاه ، و مركز مجموعة من المسامير محملة القص في نفس الاتجاه ، في ؛  $e'_V$  دائما قيمة موجبة.

$E$  = تأثير قوى الزلازل الأفقية والراسية.

$E_c$  = معامل المرونة للخرسانة ، MPa

$E_{cb}$  = معامل المرونة للكمرة الخرسانية ، MPa

$E_{cs}$  = معامل المرونة للبلاطة الخرسانية ، MPa

$EI$  = جساءة العنصر للانحناء ، N-mm<sup>2</sup>

$(EI)_{eff}$  = الجساءة الفعالة للعنصر للانحناء ، N-mm<sup>2</sup>

$E_p$  = معامل مرونة التسليح للإجهاد المسبق ، MPa

$E_s$  = معامل مرونة للحديد والمنشأ المعدني ، باستثناء التسليح للإجهاد المسبق ، MPa

$e_{anc}$  = eccentricity of the anchorage device or group of devices with respect to the centroid of the cross section, mm.

$e_{anc}$  = اللامركزية لجهاز التثبيت أو مجموعة الأجهزة فيما يتعلق بمركز المقطع العرضي.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

$f_c'$  = specified compressive strength of concrete, MPa

$\sqrt{f_c'}$  = square root of specified compressive strength of concrete, MPa

$f_{ci}'$  = specified compressive strength of concrete at time of initial prestress, MPa

$\sqrt{f_{ci}'}$  = square root of specified compressive strength of concrete at time of initial prestress, MPa

$f_{ce}$  = effective compressive strength of the concrete in a strut or a nodal zone, MPa

$f_{cm}$  = measured average compressive strength of concrete, MPa

$f_{ct}$  = measured average splitting tensile strength of lightweight concrete, MPa

$f_d$  = stress due to unfactored dead load, at extreme fiber of section where tensile stress is caused by externally applied loads, MPa

$f_{dc}$  = decompression stress; stress in the prestressing reinforcement if stress is zero in the concrete at the same level as the centroid of the prestressing reinforcement, MPa

$f_{pc}$  = compressive stress in concrete, after allowance for all prestress losses, at centroid of cross section resisting externally applied loads or at junction of web and flange where the centroid lies within the flange, MPa. In a composite member,  $f_{pc}$  is the resultant compressive stress at centroid of composite section, or at junction of web and flange where the centroid lies within the flange, due to both prestress and moments resisted by precast member acting alone

$f_{pe}$  = compressive stress in concrete due only to effective prestress forces, after allowance for all prestress losses, at extreme fiber of section if tensile stress is caused by externally applied loads, MPa

$f_{ps}$  = stress in prestressing reinforcement at nominal flexural strength, MPa

$f_{pu}$  = specified tensile strength of prestressing reinforcement, MPa

$f_{py}$  = specified yield strength of prestressing reinforcement, MPa

$f_r$  = modulus of rupture of concrete, MPa

$f_s$  = tensile stress in reinforcement at service loads, excluding prestressing reinforcement, MPa

$f_s'$  = compressive stress in reinforcement under factored loads, excluding prestressing reinforcement, MPa

$f_{se}$  = effective stress in prestressing reinforcement, after allowance for all prestress losses, MPa

$f_t$  = extreme fiber stress in the precompressed tension zone calculated at service loads using gross section properties after allowance of all prestress losses, MPa

$f_{uta}$  = specified tensile strength of anchor steel, MPa

$f_y$  = specified yield strength for nonprestressed reinforcement, MPa

$f_{ya}$  = specified yield strength of anchor steel, MPa

$f_{yt}$  = specified yield strength of transverse reinforcement, MPa

$F$  = effect of service lateral load due to fluids with well defined pressures and maximum heights

$F_{nn}$  = nominal strength at face of a nodal zone, N

$F_{ns}$  = nominal strength of a strut, N

$F_{nt}$  = nominal strength of a tie, N

$F_{un}$  = factored force on the face of a node, N

$F_{us}$  = factored compressive force in a strut, N

$F_{ut}$  = factored tensile force in a tie, N

$f_{si}$  = stress in the  $i$ -th layer of surface reinforcement, MPa

$f_{si}$  = الإجهاد في الطبقة  $i$ -th للتسليح السطحي ، MPa



$f_c'$  = مقاومة الضغط للخرسانة ، MPa

$\sqrt{f_c'}$  = الجذر التربيعي لمقاومة الضغط للخرسانة، MPa

$f_{ci}$  = مقاومة الضغط للخرسانة في الوقت المناسب من الاجهاد المسبق الأولي ، MPa

$\sqrt{f_{ci}}$  = الجذر التربيعي لمقاومة الضغط للخرسانة في الوقت المناسب من الاجهاد المسبق الأولي ، MPa

$f_{ce}$  = مقاومة الضغط الفعالة للخرسانة عند الركيزة او منطقة العقدة ، MPa

$f_{cm}$  = متوسط مقاومة الضغط المقاسة للخرسانة ، MPa

$f_{ct}$  = متوسط مقاومة التشقق الشدية المقاسة للخرسانة خفيفة الوزن ، MPa

$f_d$  = الإجهاد بسبب الحمولة الميتة الغير مصعدة ، عند الالياف القصوى للمقطع الذي يحدث فيه إجهاد الشد عن طريق الأحمال الخارجية المطبقة ، MPa

$f_{dc}$  = إجهاد اللاضغط: إجهاد في تسليح الإجهاد المسبق إذا كان الإجهاد هو صفر في الخرسانة في نفس المستوى مثل مركز حديد التسليح للاجهاد المسبق ، MPa

$f_{pc}$  = أجهاد الضغط في الخرسانة ، بعد الاختلاف في جميع فواقد الاجهاد المسبق ، في المركز من المقطع العرضي لمقاومة الأحمال المطبقة أو عند تقاطع الشفة العليا والوسطية حيث موضع المركز في داخل الشفة العليا ، MPa. في العنصر المركب، يكون  $f_{pc}$  هو اجهاد الضغط الناتج عند مركز المقطع المركب، أو عند تقاطع الشفة العليا والوسطية حيث موضع المركز في داخل الشفة العليا، مما يؤدي الى مقاومة كلا من الاجهاد المسبق والعزوم بواسطة العنصر مسبق الصب الوحيد.

$f_{pe}$  = إجهاد الضغط في الخرسانة بسبب القوى الفعالة للاجهاد المسبق ، بعد الاختلاف في جميع فواقد الاجهاد المسبق ، عند الالياف القصوى للمقطع الذي يحدث فيه إجهاد الشد عن طريق الأحمال الخارجية المطبقة ، MPa

$f_{ps}$  = الإجهاد في تسليح الإجهاد المسبق عند المقاومة الاسمية للانحناء، MPa

$f_{pu}$  = مقاومة الشد في تسليح الإجهاد المسبق ، MPa

$f_{py}$  = مقاومة الخضوع في تسليح الإجهاد المسبق ، MPa

$f_r$  = معامل تمزق الخرسانة ، MPa

$f_s$  = إجهاد الشد في التسليح عند الاحمال الخدمية، باستثناء تسليح الإجهاد المسبق ، MPa

$f_s'$  = إجهاد الضغط في التسليح عند الاحمال المصعدة، باستثناء تسليح الإجهاد المسبق ، MPa

$f_{se}$  = الإجهاد الفعال في تسليح الإجهاد المسبق ، بعد الاختلاف في جميع فواقد الاجهاد المسبق ، MPa

$f_i$  = اجهاد الالياف القصوى في منطقة ما قبل الضغط للشد المحسوبة في الاحمال الخدمية باستخدام خصائص المقطع العرضي بعد الاختلاف في جميع فواقد الاجهاد المسبق ، MPa

$f_{uta}$  = مقاومة الشد للمسامير المعدنية ، MPa

$f_y$  = مقاومة الخضوع لتسليح الاجهاد الغير مسبق ، MPa

$f_{ya}$  = مقاومة الخضوع للمسامير المعدنية ، MPa

$f_{yt}$  = مقاومة الخضوع لتسليح العرضي ، MPa

$F$  = تأثير الاحمال الجانبية الخدمية بسبب التدفقات مع ضغوط الأبار المحصورة ، والارتفاعات القصوى.

$F_{nn}$  = المقاومة الاسمية في وجه منطقة العقدة ، N

$F_{ns}$  = المقاومة الاسمية للركائز ، N

$F_{nt}$  = المقاومة الاسمية للشداد ، N

$F_{un}$  = القوى القصوى على وجه العقدة ، N

$F_{us}$  = قوى الضغط القصوى في الركائز ، N

$F_{ut}$  = قوى الشد القصوى في الشداد ، N

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

$h$  = overall thickness, height, or depth of member, mm.  
 $h_a$  = thickness of member in which an anchor is located, measured parallel to anchor axis, mm.  
 $h_{ef}$  = effective embedment depth of anchor, mm.  
 $h_{sx}$  = story height for story x, mm.  
 $h_u$  = laterally unsupported height at extreme compression fiber of wall or wall pier, mm., equivalent to  $\ell_u$  for compression members  
 $h_v$  = depth of shear head cross section, mm.  
 $h_w$  = height of entire wall from base to top, or clear height of wall segment or wall pier considered, mm.  
 $h_x$  = maximum center-to-center spacing of longitudinal bars laterally supported by corners of crossties or hoop legs around the perimeter of the column, mm.  
 $H$  = effect of service load due to lateral earth pressure, ground water pressure, or pressure of bulk materials, N

$h_{anc}$  = dimension of anchorage device or single group of closely spaced devices in the direction of bursting being considered, mm.  
 $h'_{ef}$  = limiting value of  $h_{ef}$  where anchors are located less than  $1.5h_{ef}$  from three or more edges, in.; refer to Fig. R17.4.2.3

$h_{anc}$  = البعد لجهاز التثبيت أو مجموعة واحدة من الأجهزة ذات التباعد الدقيق في اتجاه الانفجار الذي يتم النظر فيه، مم .  
 $h'_{ef}$  = القيمة المقيسة لـ  $h_{ef}$  حيث توضع المسامير أقل من  $1.5h_{ef}$  من ثلاث حواف أو أكثر ، مم .؛ الرجوع إلى الشكل R17.4.2.3 .

$h$  = السماكة او الارتفاع او العمق الكلي للعنصر ، مم .  
 $h_a$  = سمك العنصر الذي يقع فيه المسمار، تقاس موازية لمركز المسمار ، مم .  
 $h_{ef}$  = العمق الفعال المدفون للمسمار ، مم .  
 $h_{sx}$  = الارتفاع الطائقي للطابق x ، مم .  
 $h_u$  = الارتفاع الغير مدعوم جانبيا عند الياف الضغط القصوى للجدار او ركائز الجدران ، مم . ، أي ما يعادل  $\ell_u$  لعناصر الضغط.  
 $h_v$  = عمق راس مسمار القص للمقطع العرضي ، مم .  
 $h_w$  = ارتفاع كامل الجدار من القاعدة إلى القمة ، أو الارتفاع الصافي لجزء الجدار أو ركيزة الجدار المعتبرة ، مم .  
 $h_x$  = أقصى مسافة من المركز الى المركز للتسليح الطولي للركائز الجانبية من اركان المقاطع او عكفة الساق لمحيط العمود ، مم .  
 $H$  = تأثير الاحمال الخدمية بسبب ضغط التربة الجانبي ، ضغط المياه الجوفية ، أو ضغط المواد السائبة ، N.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

$I$  = moment of inertia of section about centroidal axis, mm<sup>4</sup>

$I_b$  = moment of inertia of gross section of beam about centroidal axis, mm<sup>4</sup>

$I_{cr}$  = moment of inertia of cracked section transformed to concrete, mm<sup>4</sup>

$I_e$  = effective moment of inertia for calculation of deflection, mm<sup>4</sup>

$I_g$  = moment of inertia of gross concrete section about centroidal axis, neglecting reinforcement, mm<sup>4</sup>

$I_s$  = moment of inertia of gross section of slab about centroidal axis, mm<sup>4</sup>

$I_{se}$  = moment of inertia of reinforcement about centroidal axis of member cross section, mm<sup>4</sup>

$I_{sx}$  = moment of inertia of structural steel shape, pipe, or tubing about centroidal axis of composite member cross section, mm<sup>4</sup>

$I$  = عزم القصور الذاتي للمقطع حول المحور المركزي ، mm<sup>4</sup>

$I_b$  = عزم القصور الذاتي للمقطع الكلي للكمرة حول المحور المركزي ، mm<sup>4</sup>

$I_{cr}$  = عزم القصور الذاتي للمقطع المشقق المنتقل للخرسانة ، mm<sup>4</sup>

$I_e$  = عزم القصور الذاتي الفعال لحساب التشوة ، mm<sup>4</sup>

$I_g$  = عزم القصور الذاتي للمقطع الكلي للخرسانة حول المحور المركزي ويهمل حديد التسليح ، mm<sup>4</sup>

$I_s$  = عزم القصور الذاتي للمقطع الكلي للبلطة حول المحور المركزي ، mm<sup>4</sup>

$I_{se}$  = عزم القصور الذاتي للتسليح حول المحور المركزي لعنصر المقطع العرضي، mm<sup>4</sup>

$I_{sx}$  = عزم القصور الذاتي لأشكال الهياكل المعدنية أو الأنابيب أو أنابيب حول المحور المركزي لعنصر المقطع العرضي المركب، mm<sup>4</sup>

$k$  = effective length factor for compression members

$k_c$  = coefficient for basic concrete breakout strength in tension

$k_{cp}$  = coefficient for pryout strength

$k_f$  = concrete strength factor

$k_{tr}$  = confinement effectiveness factor

$K_{tr}$  = transverse reinforcement index, mm.

$K_t$  = torsional stiffness of member; moment per unit rotation

$K_{05}$  = coefficient associated with the 5 percent fractile

$K_t$  = جساءة الالتواء للعناصر ؛ عزم لكل وحدة دوران.

$K_{05}$  = معامل الارتباط مع 5 في المائة من قابلية الكسر

$k$  = معامل الطول الفعال لعناصر الضغط.

$k_c$  = معامل لمقاومة الاختراق الاساسي للخرسانة في الشد.

$k_{cp}$  = معامل مقاومة الخرسانة للبري

$k_f$  = معامل مقاومة الخرسانة.

$k_{tr}$  = معامل الحصر الفعال

$K_{tr}$  = مؤشر التسليح العرضي ، مم .

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

$\ell$  = span length of beam or one-way slab; clear projection of cantilever, mm.

$\ell_a$  = additional embedment length beyond centerline of support or point of inflection, mm.

$\ell_c$  = length of compression member, measured center-to-center of the joints, mm.

$\ell_d$  = development length in tension of deformed bar, deformed wire, plain and deformed welded wire reinforcement, or pretensioned strand, mm.

$\ell_{dc}$  = development length in compression of deformed bars and deformed wire, mm.

$\ell_{db}$  = debonded length of prestressed reinforcement at end of member, mm.

$\ell_{dh}$  = development length in tension of deformed bar or deformed wire with a standard hook, measured from outside end of hook, point of tangency, toward critical section, mm.

$\ell_{dt}$  = development length in tension of headed deformed bar, measured from the bearing face of the head toward the critical section, mm.

$\ell_e$  = load bearing length of anchor for shear, mm.

$\ell_{ext}$  = straight extension at the end of a standard hook, mm.

$\ell_f$  = length of clear span measured face-to-face of supports, mm.

$\ell_o$  = length, measured from joint face along axis of member, over which special transverse reinforcement must be provided, mm.

$\ell_{sc}$  = compression lap splice length, mm.

$\ell_{st}$  = tension lap splice length, mm.

$\ell_t$  = span of member under load test, taken as the shorter span for two-way slab systems, mm. Span is the lesser of: (a) distance between centers of supports, and (b) clear distance between supports plus thickness  $h$  of member. Span for a cantilever shall be taken as twice the distance from face of support to cantilever end

$\ell_{tr}$  = transfer length of prestressed reinforcement, mm.

$\ell_u$  = unsupported length of column or wall, mm.

$\ell_v$  = length of shearhead arm from centroid of concentrated load or reaction, mm.

$\ell_w$  = length of entire wall, or length of wall segment or wall pier considered in direction of shear force, mm.

$\ell_1$  = length of span in direction that moments are being determined, measured center-to-center of supports, mm.

$\ell_2$  = length of span in direction perpendicular to  $\ell_1$ , measured center-to-center of supports, mm.

$L$  = effect of service live load

$L_r$  = effect of service roof live load

$\ell_{anc}$  = length along which anchorage of a tie must occur, mm.

$\ell_b$  = width of bearing, mm.

$\ell_{anc}$  = الطول الذي يجب أن يحدث فيه تثبيت الشد، مم .  
 $\ell_b$  = عرض التحميل، مم.

$\ell$  = طول البحر للكمرة أو البلاطة ذات الاتجاه الواحد ؛ الطول الصافي للكابولي، مم .

$\ell_a$  = الطول الإضافي المدفون ماعدا خط المركز للركيزة أو نقطة الانعطاف ، مم .

$\ell_c$  = طول عنصر الضغط ، مقياس من المركز الى المركز للمفاصل ، مم .

$\ell_d$  = طول التثبيت في الشد للشيخ المحلزن ، السلك المحلزن ، التسليح المحلزن الملح ، أو كابل مسبق الشد ، مم .

$\ell_{dc}$  = طول التثبيت في الضغط للشيخ المحلزن ، السلك المحلزن ، مم .

$\ell_{db}$  = طول الترابط لتسليح الاجهاد المسبق عند نهاية العنصر ، مم .

$\ell_{dh}$  = طول التثبيت في الشد للشيخ المحلزن ، السلك المحلزن مع عكفة قياسية ، مقياس من نهاية الجانب الخارج للعكفة، نقطة التماس ، نحو المقطع الحرج ، مم .

$\ell_{dt}$  = طول التثبيت في الشد لرأس الشيخ المحلزن ، مقياس من وجهة التحميل للرأس، نحو المقطع الحرج ، مم .

$\ell_e$  = طول حمولة المسمار للقص ، مم .

$\ell_{ext}$  = الطول المستقيم في نهاية عكفة قياسية ، مم .

$\ell_n$  = طول البحر الصافي مقياس من الوجه الى الوجه للركائز ، مم .

$\ell_o$  = الطول ، مقياس من وجه العقدة على طول محور العنصر، والتي يجب تزود التسليح العرضي الاضافي ، مم .

$\ell_{sc}$  = طول الترابط في الضغط ، مم .

$\ell_{st}$  = طول الترابط في الشد ، مم .

$\ell_t$  = طول العنصر تحت اختبار التحميل ، يؤخذ على أنه أقل بحر لأنظمة البلاطة ثنائية الاتجاه ، البحر يكون أقل من: (أ) المسافة بين مراكز الركائز ،

و (ب) المسافة الصافية بين الركائز بالإضافة إلى سماكة العنصر. يجب أن تؤخذ لبحر الكابولي ضعف المسافة من وجه الركيزة الى نهاية الكابولي.

$\ell_{tr}$  = طول الانتقال لتسليح الاجهاد المسبق ، مم .

$\ell_u$  = طول الغير مدعوم للعمود او الجدار ، مم .

$\ell_v$  = طول ذراع رأس مسمار القص من مركز الحمل المركز أو ردة الفعل، مم .

$\ell_w$  = طول الجدار بأكمله ، أو طول مقطع الجدار أو ركيزة الجدار المعتبرة في اتجاه قوة القص، مم .

$\ell_1$  = طول البحر في اتجاه العزم الذي يكون محدد ، ويقاس من مركز إلى مركز الركائز ، مم .

$\ell_2$  = طول البحر في الاتجاه العمودي على  $\ell_1$  ، ويقاس من مركز إلى مركز الركائز ، مم .

$L$  = تأثير الحمل الحي الخدمي.

$L_r$  = تأثير الحمل الحي الخدمي للسقف.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

$M_a$  = maximum moment in member due to service loads at stage deflection is calculated, N.mm  
 $M_c$  = factored moment amplified for the effects of member curvature used for design of compression member, N.mm  
 $M_{cr}$  = cracking moment, N.mm  
 $M_{cre}$  = moment causing flexural cracking at section due to externally applied loads, N.mm  
 $M_{max}$  = maximum factored moment at section due to externally applied loads, N.mm  
 $M_r$  = nominal flexural strength at section, N.mm  
 $M_{nb}$  = nominal flexural strength of beam including slab where in tension, framing into joint, N.mm  
 $M_{nc}$  = nominal flexural strength of column framing into joint, calculated for factored axial force, consistent with the direction of lateral forces considered, resulting in lowest flexural strength, N.mm  
 $M_o$  = total factored static moment, N.mm  
 $M_p$  = required plastic moment strength of shearhead cross section, N.mm  
 $M_{pr}$  = probable flexural strength of members, with or without axial load, determined using the properties of the member at joint faces assuming a tensile stress in the longitudinal bars of at least  $1.25 f_y$  and a strength reduction factor  $\phi$  of 1.0, N.mm  
 $M_{sa}$  = maximum moment in wall due to service loads, excluding  $P\Delta$  effects, N.mm  
 $M_{sc}$  = factored slab moment that is resisted by the column at a joint, N.mm  
 $M_u$  = factored moment at section, N.mm  
 $M_{ua}$  = moment at midheight of wall due to factored lateral and eccentric vertical loads, not including  $P\Delta$  effects, N.mm  
 $M_r$  = moment resistance contributed by shearhead reinforcement, N.mm  
 $M_i$  = lesser factored end moment on a compression member, N.mm  
 $M_{ins}$  = factored end moment on a compression member at the end at which  $M_i$  acts, due to loads that cause no appreciable sidesway, calculated using a first-order elastic frame analysis, N.mm  
 $M_s$  = factored end moment on compression member at the end at which  $M_i$  acts, due to loads that cause appreciable sidesway, calculated using a first-order elastic frame analysis, N.mm  
 $M_{\bar{L}}$  = greater factored end moment on a compression member. If transverse loading occurs between supports,  $M_{\bar{L}}$  is taken as the largest moment occurring in member. Value of  $M_{\bar{L}}$  is always positive, N.mm  
 $M_{\bar{L},min}$  = minimum value of  $M_{\bar{L}}$ , N.mm  
 $M_{\bar{L}ns}$  = factored end moment on compression member at the end at which  $M_{\bar{L}}$  acts, due to loads that cause no appreciable sidesway, calculated using a first-order elastic frame analysis, N.mm  
 $M_{\bar{L}s}$  = factored end moment on compression member at the end at which  $M_{\bar{L}}$  acts, due to loads that cause appreciable sidesway, calculated using a first-order elastic frame analysis, N.mm

$M$  = moment acting on anchor or anchor group, N-mm

$M$  = العزم المؤثر على مسمار أو مجموعة من مسمار، N-mm.

$M_a$  = أقصى عزم في العنصر بسبب الاحمال الخدمية في مرحلة يتم احتساب التشوة، N.mm

$M_c$  = العزم المضخم لتأثيرات انحناء العنصر المستخدم في تصميم عناصر الضغط، N.mm

$M_{cr}$  = عزم التشرخ ، N.mm

$M_{cre}$  = العزم المسبب في انحناء التشقق في المقطع بسبب الاحمال الخرجية المطبقة ، N.mm

$M_{max}$  = أقصى عزم مصعد في المقطع بسبب الاحمال الخارجية المطبقة ، N.mm

$M_n$  = مقاومة الانحناء الاسمية في المقطع، N.mm

$M_{nb}$  = مقاومة الانحناء الاسمية في الكمرة والبلاطة حيث الشد، في الاطار الى العقده ، N.mm

$M_{nc}$  = مقاومة الانحناء الاسمية في العمود في الاطار الى العقده ، محسوبة للقوة المحورية المصعدة ، بما يتماشى مع اتجاه القوى الجانبية المعتمدة ، مما أدى إلى أقل مقاومة انحناء، N.mm

$M_o$  = العزم الثابت المصعد الكلي ، N.mm

$M_p$  = مقاومة العزم اللدنة المطلوبة لرأس مسمار القص للمقطع العرضي ، N.mm

$M_{pr}$  = مقاومة الانحناء المحتملة للعناصر، مع أو بدون الحمل المحوري ، يتم تحديدها باستخدام خصائص العنصر في أوجه العقد بافتراض أجهاد الشد في الاسياخ الطولية أقل من  $1.25f_y$  و معامل تخفيض المقاومة  $\phi \geq 1.0$  ، N.mm

$M_{sa}$  = أقصى عزم في الجدار بسبب الاحمال الخدمية ، باستثناء تأثيرات  $P\Delta$  ، N.mm

$M_{sc}$  = عزم البلاطة المصعد الذي يقاومها العمود في العقده، N.mm

$M_u$  = العزم المصعد في المقطع ، N.mm

$M_{ua}$  = العزم في منتصف الجدار بسبب الحمل الجانبي المصعد والأحمال الرأسية المصعدة الغير المركزية ، باستثناء تأثيرات  $P\Delta$  ، N.mm

$M_v$  = عزم المقاومة المساهم في تسليح رأس مسمار القص ، N.mm

$M_1$  = أقل عزم نهائي مصعد عند عنصر الضغط ، N.mm

$M_{1ns}$  = عزم نهائي مصعد عند عنصر الضغط في النهاية التي يأتري بها  $M_1$  ، بسبب الأحمال التي تسبب عدم الازاحة المقدرة ، المحسوبة باستخدام التحليل اللدن من الدرجة الأولى للأطار ، N.mm

$M_{1s}$  = عزم نهائي مصعد عند عنصر الضغط في النهاية التي يأتري بها  $M_1$  ، بسبب الأحمال التي تسبب الازاحة المقدرة ، المحسوبة باستخدام التحليل اللدن من الدرجة الأولى للأطار ، N.mm

$M_2$  = أعظم عزم نهائي مصعد عند عنصر الضغط. إذا حدث التحميل العرضي بين الركائز، يتم أخذ  $M_2$  أكبر عزم حدث في العنصر. قيمة  $M_2$  هي دائما قيمة موجبة، N.mm

$M_{2,min}$  = أقل عزم ل  $M_2$  ، N.mm

$M_{2ns}$  = عزم نهائي مصعد عند عنصر الضغط في النهاية التي يأتري بها  $M_2$  ، بسبب الأحمال التي تسبب عدم الازاحة المقدرة ، المحسوبة باستخدام التحليل اللدن من الدرجة الأولى للأطار ، N.mm

$M_{2s}$  = عزم نهائي مصعد عند عنصر الضغط في النهاية التي يأتري بها  $M_2$  ، بسبب الأحمال التي تسبب الازاحة المقدرة ، المحسوبة باستخدام التحليل اللدن من الدرجة الأولى للأطار ، N.mm

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

$n$  = number of items, such as, bars, wires, monostrand anchorage devices, anchors, or shearhead arms  
 $n_t$  = number of longitudinal bars around the perimeter of a column core with rectilinear hoops that are laterally supported by the corner of hoops or by seismic hooks. A bundle of bars is counted as a single bar  
 $N_a$  = nominal bond strength in tension of a single adhesive anchor, N  
 $N_{ag}$  = nominal bond strength in tension of a group of adhesive anchors, N  
 $N_b$  = basic concrete breakout strength in tension of a single anchor in cracked concrete, N  
 $N_{ba}$  = basic bond strength in tension of a single adhesive anchor, N  
 $N_c$  = resultant tensile force acting on the portion of the concrete cross section that is subjected to tensile stresses due to the combined effects of service loads and effective prestress, N  
 $N_{cb}$  = nominal concrete breakout strength in tension of a single anchor, N  
 $N_{cbg}$  = nominal concrete breakout strength in tension of a group of anchors, N  
 $N_{cp}$  = basic concrete pryout strength of a single anchor, N  
 $N_{cpg}$  = basic concrete pryout strength of a group of anchors, N  
 $N_n$  = nominal strength in tension, N  
 $N_p$  = pullout strength in tension of a single anchor in cracked concrete, N  
 $N_{pn}$  = nominal pullout strength in tension of a single anchor, N  
 $N_{sa}$  = nominal strength of a single anchor or individual anchor in a group of anchors in tension as governed by the steel strength, N  
 $N_{sb}$  = side-face blowout strength of a single anchor, N  
 $N_{sbg}$  = side-face blowout strength of a group of anchors, N  
 $N_u$  = factored axial force normal to cross section occurring simultaneously with  $V_u$  or  $T_u$ ; to be taken as positive for compression and negative for tension, N  
 $N_{ua}$  = factored tensile force applied to anchor or individual anchor in a group of anchors, N  
 $N_{ua,g}$  = total factored tensile force applied to anchor group, N  
 $N_{ua,i}$  = factored tensile force applied to most highly stressed anchor in a group of anchors, N  
 $N_{ua,s}$  = factored sustained tension load, N  
 $N_{uc}$  = factored horizontal tensile force applied at top of bracket or corbel acting simultaneously with  $V_u$ , to be taken as positive for tension, N

$n_t$  = number of threads per mm  
 $N$  = tension force acting on anchor or anchor group, N

$n_t$  = عدد الخيوط لكل مم.  
 $N$  = قوة الشد المؤثرة على مسمار أو مجموعة من مسمار ، N



$n$  = عدد العناصر ، مثل ، الاسياخ ، أسلاك ، الكابلات، أجهزة التثبيت أو مسامير التثبيت أو أذرع رأس مسمار القص .

$nt$  = عدد الاسياخ الطولية حول محيط نواة العمود مع الكانات المستقيمة المدعمة أفقياً بزاوية الكانات أو عكفات الزلازل. يتم احتساب مجموعة من الاسياخ كسيخ واحد.

$N_a$  = مقاومة الترابط الاسمية في الشد لمسمار التثبيت اللاصق،  $N$

$N_{ag}$  = مقاومة الترابط الاسمية في الشد لمجموعة مسامير التثبيت اللاصقة،  $N$

$N_b$  = مقاومة الاختراق الأساسية للخرسانة في الشد لمسمار واحد في الخرسانة المتشققة ،  $N$

$N_{ba}$  = مقاومة الترابط الأساسية في الشد لمسمار التثبيت اللاصق ،  $N$

$N_c$  = قوة الشد الناتجة التي تأثر على جزء من مقطع عرضي الخرساني الذي يتعرض لأجهاد الشد بسبب التأثيرات المركبة من الاحمال الخدمية والضغط الفعالة ،  $N$

$N_{cb}$  = مقاومة الاختراق الاسمية للخرسانة في الشد لمسمار واحد ،  $N$

$N_{cbg}$  = مقاومة الاختراق الاسمية للخرسانة في الشد لمجموعة من المسامير ،  $N$

$N_{cp}$  = مقاومة البري الأساسية للخرسانة لمسمار واحد ،  $N$

$N_{cpg}$  = مقاومة البري الأساسية للخرسانة لمجموعة من المسامير ،  $N$

$N_n$  = المقاومة الاسمية في الشد ،  $N$

$N_p$  = مقاومة السحب في الشد لمسمار واحد في الخرسانة المتشققة،  $N$

$N_{pn}$  = مقاومة السحب الاسمية في الشد لمسمار واحد ،  $N$

$N_{sa}$  = مقاومة الاسمية لمسمار واحد أو مسمار مستقل في مجموعة من المسامير في الشد كما يحكمها مقاومة الحديد ،  $N$

$N_{sb}$  = مقاومة الانفجار الجانبي للوجه لمسمار واحد ،  $N$

$N_{sbg}$  = مقاومة الانفجار الجانبي للوجه لمجموعة من المسامير ،  $N$

$N_u$  = القوة المحورية المصعدة العادية للمقطع العرضي التي تحدث في وقت واحد مع  $V_u$  أو  $T_u$  ؛ ليتم اتخاذها قيمة موجبة للضغط و سالبة للشد ،  $N$

$N_{ua}$  = قوة الشد المصعدة المطبقة لمسمار واحد أو مسمار مستقل في مجموعة من المسامير،  $N$

$N_{ua,g}$  = قوة الشد الكلية المطبقة لمجموعة من المسامير،  $N$

$N_{ua,i}$  = قوة الشد المصعدة المطبقة على أعلى أجهاد للمسمار في مجموعة من المسامير،  $N$

$N_{ua,s}$  = حمل الشد المصعد المستمر ،  $N$

$N_{uc}$  = قوة الشد الأفقية المصعدة المطبقة في أعلى القوس أو الجملون تعمل في وقت واحد مع  $V_u$  ، لتؤخذ على أنها قيمة موجبة للشد،

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

$p_{cp}$  = outside perimeter of concrete cross section, in.  
 $p_h$  = perimeter of centerline of outermost closed transverse torsional reinforcement, in.  
 $P_c$  = critical buckling load, N  
 $P_n$  = nominal axial compressive strength of member, N  
 $P_{n,max}$  = maximum nominal axial compressive strength of a member, N  
 $P_{nt}$  = nominal axial tensile strength of member, N  
 $P_{nt,max}$  = maximum nominal axial tensile strength of member, N  
 $P_o$  = nominal axial strength at zero eccentricity, N  
 $P_{pu}$  = factored prestressing force at anchorage device, N  
 $P_s$  = unfactored axial load at the design, midheight section including effects of self-weight, N  
 $P_u$  = factored axial force; to be taken as positive for compression and negative for tension, N  
 $P\Delta$  = secondary moment due to lateral deflection, N.mm

$P\delta$  = secondary moment due to individual member slenderness, N-mm

$P\delta$  = العزم الثانوي بسبب نحافة العنصر المستقل، N-mm

$p_{cp}$  = المحيط الخارجي للمقطع العرضي الخرساني، مم.  
 $p_h$  = محيط خط المركز لحديد تسليح الشد العرضي الخارجي المغلق. مم  
 $P_c$  = حمل الانبعاج الحرج ، N  
 $P_n$  = مقاومة الضغط المحورية الاسمية للعنصر ، N  
 $P_{n,max}$  = أقصى مقاومة الضغط المحورية الاسمية للعنصر ، N  
 $P_{nt}$  = مقاومة الشد المحورية الاسمية للعنصر ، N  
 $P_{nt,max}$  = أقصى قوة للضغط المحوري الاسمي للعنصر ، N  
 $P_o$  = مقاومة المحورية الاسمية عند اللامركزية صفر ، N  
 $P_{pu}$  = قوة الإجهاد المسبق المصعدة في جهاز تثبيت المسامير ، N  
 $P_s$  = الحمل المحوري غير مصعد عند التصميم ، منتصف الارتفاع للمقطع بما في ذلك تأثيرات الوزن الذاتي ، N  
 $P_u$  = القوة المحورية المصعدة ؛ تؤخذ على أنها قيمة موجبة للضغط و سالبة للشد ، N  
 $P\Delta$  = العزم الثانوي بسبب التشوه الجانبي ، N.mm

$q_{Du}$  = factored dead load per unit area, N/m<sup>2</sup>  
 $q_{Lu}$  = factored live load per unit area, N/m<sup>2</sup>  
 $q_u$  = factored load per unit area, N/m<sup>2</sup>  
 $Q$  = stability index for a story

$q_{Du}$  = الحمل الميت المصعد لكل وحدة مساحة ، N/m<sup>2</sup>  
 $q_{Lu}$  = الحمل الحي المصعد لكل وحدة مساحة ، N/m<sup>2</sup>  
 $q_u$  = الحمل المصعد لكل وحدة مساحة ، N/m<sup>2</sup>  
 $Q$  = مؤشر الاستقرار في الطابق.

$r$  = radius of gyration of cross section, in.  
 $R$  = cumulative load effect of service rain load

$R$  = reaction, N

$r$  = نصف قطر الدوران في المقطع العرضي.  
 $R$  = تأثير الحمل التراكمي للحمل الخدمي للمطر.

$R$  = رد الفعل ، N

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

$s$  = center-to-center spacing of items, such as longitudinal reinforcement, transverse reinforcement, tendons, or anchors, mm.

$s_i$  = center-to-center spacing of reinforcement in the  $i$ -th direction adjacent to the surface of the member, in.

$s_o$  = center-to-center spacing of transverse reinforcement within the length  $\ell_o$ , mm.

$s_s$  = sample standard deviation, MPa

$s_w$  = clear distance between adjacent webs, mm.

$s_2$  = center-to-center spacing of longitudinal shear or torsional reinforcement, mm.

$S$  = effect of service snow load

$S_e$  = moment, shear, or axial force at connection corresponding to development of probable strength at intended yield locations, based on the governing mechanism of inelastic lateral deformation, considering both gravity and earthquake effects

$S_m$  = elastic section modulus, mm<sup>3</sup>

$S_r$  = nominal moment, shear, axial, torsional, or bearing strength

$S_y$  = yield strength of connection, based on  $f_y$  of the connected part, for moment, shear, or axial force, MPa

$s$  = المسافة من المركز الى المركز للعناصر ، مثل التسليح الطولي ، التسليح العرضي ، الأوتار ، أو المسامير ، مم .

$s_i$  = المسافة من المركز الى المركز للتسليح في  $i$ -th اتجاه مجاور لسطح العنصر ، مم .

$s_o$  = المسافة من المركز الى المركز للتسليح العرضي ضمن طول  $\ell_o$  ، مم .

$s_s$  = عينة الانحراف المعياري ، MPa

$s_w$  = المسافة الصافية بين الشفة الوسطية المتجاورة ، مم .

$s_2$  = المسافة من المركز الى المركز للتسليح الطولي للقص أو الالتواء ، مم .

$S$  = تأثير الحمل الخدمي للتثلج .

$S_e$  = عزم ، أو قص ، أو قوة محورية في الاتصال المقابل لتثبيت القوة المحتملة في مواقع الخضوع المقصودة ، استناداً إلى آلية التحكم في التشوه الجانبي الغير مرن ، مع الأخذ في الاعتبار كلا من تأثيرات الجاذبية والزلازل

$S_m$  = معامل مرونة المقطع ، mm<sup>3</sup>

$S_n$  = مقاومة العزم ، القص ، القوى المحورية ، الالتواء ، أو التحميل الاسمية .

$S_y$  = مقاومة الخضوع من للوصلات ، استناداً على  $f_y$  الجزء المتصل ، للعزم ، القص ، أو القوة المحورية ، MPa

$t$  = wall thickness of hollow section, mm.

$t_f$  = thickness of flange, mm.

$T$  = cumulative effects of service temperature, creep, shrinkage, differential settlement, and shrinkagecompensating concrete

$T_{cr}$  = cracking torsional moment, N.mm

$T_t$  = total test load, N

$T_{th}$  = threshold torsional moment, N.mm

$T_n$  = nominal torsional moment strength, N.mm

$T_u$  = factored torsional moment at section, N.mm

$t$  = سمك الجدار في المقطع المجوف ، مم .

$t_f$  = سماكة الشفة العليا ، مم .

$T$  = التأثيرات الخدمية التراكمية لدرجة حرارة ، الزحف ، الانكماش ، الهبوط المتفاوت ، و الخرسانة الاضافية للاتكماش .

$T_{cr}$  = عزم الالتواء التشققي ، N.mm

$T_t$  = حمل الاختبار الكلي ، N

$T_{th}$  = عزم الالتواء الابتدائي ، N.mm

$T_n$  = مقاومة عزم الالتواء الاسمية ، N.mm

$T_u$  = عزم الالتواء المصعد في المقطع ، N.mm

$T$  = tension force acting on a nodal zone in a strut-and-tie model, N ( $T$  is also used to define the cumulative effects of service temperature, creep, shrinkage, differential settlement, and shrinkage-compensating concrete in the load combinations defined in 5.3.6.)

$T_{burst}$  = tensile force in general zone acting ahead of the anchorage device caused by spreading of the anchorage force, mm.

$T$  = قوة الشد المؤثرة لمنطقة العقدة في نموذج الركيزة - الشداد ، وتستخدم أيضا  $N$  ( $T$ ) لتحديد التأثيرات التراكمية لدرجة حرارة الخدمية ، والزحف ، والانكماش ، والهبوط المتفاوت ، والخرسانة الاضافية للاتكماش في تراكيب الاحمال المعرفة في 5.3.6.

$T_{burst}$  = قوة الشد في المنطقة الكلية التي تؤثر راس جهاز التثبيت بسبب توزيع قوة التثبيت .

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

$U$  = strength of a member or cross section required to resist factored loads or related internal moments and forces in such combinations as stipulated in this Code

$U$  = مقاومة العنصر أو المقطع العرضي المطلوبة لمقاومة الأحمال المصعدة أو العزوم الداخلية المتصلة والقوى في مثل هذه التراكيب كما هو منصوص عليه في هذا الكود.

$v_c$  = stress corresponding to nominal two-way shear strength provided by concrete, MPa

$v_n$  = equivalent concrete stress corresponding to nominal two-way shear strength of slab or footing, MPa

$v_s$  = equivalent concrete stress corresponding to nominal two-way shear strength provided by reinforcement, MPa

$v_u$  = maximum factored two-way shear stress calculated around the perimeter of a given critical section, MPa

$v_{ug}$  = factored shear stress on the slab critical section for two-way action due to gravity loads without moment transfer, MPa

$V_b$  = basic concrete breakout strength in shear of a single anchor in cracked concrete, N

$V_c$  = nominal shear strength provided by concrete, N

$V_{cb}$  = nominal concrete breakout strength in shear of a single anchor, N

$V_{cbg}$  = nominal concrete breakout strength in shear of a group of anchors, N

$V_{ci}$  = nominal shear strength provided by concrete where diagonal cracking results from combined shear and moment, N

$V_{cp}$  = nominal concrete pryout strength of a single anchor, N

$V_{cpg}$  = nominal concrete pryout strength of a group of anchors, N

$V_{cw}$  = nominal shear strength provided by concrete where diagonal cracking results from high principal tensile stress in web, N

$V_d$  = shear force at section due to unfactored dead load, N

$V_e$  = design shear force for load combinations including earthquake effects, N

$V_f$  = factored shear force at section due to externally applied loads occurring simultaneously with  $M_{max}$ , N

$V_n$  = nominal shear strength, N

$V_{nh}$  = nominal horizontal shear strength, N

$V_p$  = vertical component of effective prestress force at section, N

$V_s$  = nominal shear strength provided by shear reinforcement, N

$V_{sa}$  = nominal shear strength of a single anchor or individual anchor in a group of anchors as governed by the steel strength, N,

$V_u$  = factored shear force at section, N

$V_{ua}$  = factored shear force applied to a single anchor or group of anchors, N

$V_{ua,g}$  = total factored shear force applied to anchor group, N

$V_{ua,i}$  = factored shear force applied to most highly stressed anchor in a group of anchors, N

$V_{uh}$  = factored shear force along contact surface in composite concrete flexural member, N

$V_{us}$  = factored horizontal shear in a story, N

$V$  = shear force acting on anchor or anchor group, N

$V_{||}$  = maximum shear force that can be applied parallel to the edge, N

$V_{\perp}$  = maximum shear force that can be applied perpendicular to the edge, N

$V$  = قوة القص المؤثرة على مسمار أو مجموعة من مسامير ، N

$V_{||}$  = قوة القص القصوى التي يمكن تطبيقها بالتوازي مع الحافة ، N

$V_{\perp}$  = قوة القص القصوى التي يمكن تطبيقها عمودي على الحافة ، N

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

$v_c$  = مقاومة الخرسانة للأجهاد المماثل للقص في اتجاهين، MPa  
 $v_n$  = مقاومة الخرسانة للأجهاد المماثل للقص في اتجاهين للبلاطات والاساسات MPa ،  
 $v_s$  = مقاومة حديد التسليح للأجهاد المماثل للقص في اتجاهين ، N  
 $v_u$  = أقصى أجهاد قص مصعد في اتجاهين المحسوب حول محيط المقطع الحرج MPa ،  
 $v_{ug}$  = إجهاد القص المصعد على المقطع الحرج للبلاطة ذات الاتجاهين بسبب الأحمال الرأسية دون أنتقال العزوم ، MPa  
 $V_b$  = مقاومة الاختراق الأساسية للخرسانة في القص لمسار واحد في الخرسانة المتشققة ، N  
 $V_c$  = مقاومة الخرسانة الاسمية للقص ، N  
 $V_{cb}$  = مقاومة الاختراق الاسمية للخرسانة في القص لمسار واحد ، N  
 $V_{cbg}$  = مقاومة الاختراق الاسمية للخرسانة في القص لمجموعة من المسامير ، N  
 $V_{ci}$  = مقاومة الخرسانة الاسمية للقص أينما التشقق القطري الناتج من اشتراك بين القص والعزم ، N  
 $V_{cp}$  = مقاومة الخرسانة الاسمية للبري لمسار واحد ، N  
 $V_{cpg}$  = مقاومة الخرسانة الاسمية للبري لمجموعة من المسامير ، N  
 $V_{cw}$  = مقاومة الخرسانة الاسمية للقص أينما التشقق القطري الناتج من ارتفاع إجهاد الشد الرئيسي في الشفة الوسطية ، N  
 $V_d$  = قوة القص في المقطع بسبب الحمولة الميتة الخدمية ، N  
 $V_e$  = قوة القص التصميمية لتراكيب الاحمال بما في ذلك تأثير الزلازل ، N  
 $V_f$  = قوة القص المصعدة في المقطع بسبب الاحمال الخارجية المطبقة التي تحدث في وقت واحد مع أقصى عزوم ، N  
 $V_n$  = مقاومة القص الاسمية ، N  
 $V_{nh}$  = مقاومة القص الأفقية الاسمية ، N  
 $V_p$  = العنصر الرأسي لقوة الإجهاد المسبق الفعال في المقطع ، N  
 $V_s$  = المقاومة الاسمية لحديد التسليح للقص ، N  
 $V_{sa}$  = مقاومة القص الاسمية لمسار واحدة أو مسار مستقل في مجموعة من المسامير كما يحكمها مقاومة الحديد ، N  
 $V_u$  = قوة القص المصعدة في المقطع ، N  
 $V_{ua}$  = قوة القص المصعدة التي تطبق على مسار واحدة أو مجموعة من المسامير ، N  
 $V_{ua,g}$  = قوة القص المصعدة الكلية التي تطبق على مجموعة من المسامير ، N  
 $V_{ua,i}$  = قوة القص المصعدة التي تطبق على معظم الاجهاد العالي للمسار في مجموعة من المسامير ، N  
 $V_{uh}$  = قوة القص المصعدة على طول سطح التلامس للعنصر المركب الخرساني ، N  
 $V_{us}$  = قوة القص الأفقية في الطابق ، N

$w_c$  = density, unit weight, of normalweight concrete or equilibrium density of lightweight concrete, N/m<sup>3</sup>  
 $w_u$  = factored load per unit length of beam or one-way slab, N/in.  
 $w/cm$  = water-cementitious material ratio  
 $W$  = effect of wind load

$w_c$  = الكثافة ، وحدة الوزن ، من الخرسانة ذات الوزن العادي أو كثافة التوازن للخرسانة خفيفة الوزن ، N / m<sup>3</sup>  
 $w_u$  = الحمل المصعد لكل وحدة طول للكمرة أو البلاطة في اتجاه واحد ، N/in  
 $w/cm$  = نسبة المواد المائية-الاسمنتية  
 $W$  = تأثير حمل الرياح

$w_s$  = width of a strut perpendicular to the axis of the strut, mm.  
 $w_t$  = effective height of concrete concentric with a tie, used to dimension nodal zone, in.  
 $w_{t,max}$  = maximum effective height of concrete concentric with a tie, mm.  
 $W_a$  = service-level wind load, N

$w_s$  = عرض الركيزة عموديا على محور الركيزة، مم .  
 $w_t$  = الارتفاع الفعال للخرسانة المتركة مع الشداد ، المستخدمة في تحديد منطقة العقدة ، مم .  
 $w_{t,max}$  = أقصى ارتفاع فعال للخرسانة المتركة مع الشداد.  
 $W_a$  = حمل الرياح على مستوى الخدمة ، N

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

$x$  = shorter overall dimension of rectangular part of cross section, mm

$x$  = أقصر بعد كلي للجزء المستطيل من المقطع العرضي ، مم .

$y$  = longer overall dimension of rectangular part of cross section, mm

$y$  = أطول بعد كلي للجزء المستطيل من المقطع العرضي ، مم .

$y_t$  = distance from centroidal axis of gross section, neglecting reinforcement, to tension face, mm.

$y_t$  = المسافة من المحور المركزي للمقطع الكلي، إهمال التسليح ، إلى وجه الشد ، مم .

$\alpha$  = angle defining the orientation of reinforcement

$\alpha_c$  = coefficient defining the relative contribution of concrete strength to nominal wall shear strength

$\alpha_f$  = ratio of flexural stiffness of beam section to flexural stiffness of a width of slab bounded laterally by centerlines of adjacent panels, if any, on each side of the beam

$\alpha_{fm}$  = average value of  $\alpha_f$  for all beams on edges of a panel

$\alpha_1$  =  $\alpha_f$  in direction of  $\ell_1$

$\alpha_2$  =  $\alpha_f$  in direction of  $\ell_2$

$\alpha_i$  = angle between the axis of a strut and the bars in the  $i$ -th layer of reinforcement crossing that strut

$\alpha_s$  = constant used to calculate  $V_c$  in slabs and footings

$\alpha_v$  = ratio of flexural stiffness of shearhead arm to that of the surrounding composite slab section

$\alpha_1$  = orientation of distributed reinforcement in a strut

$\alpha_2$  = orientation of reinforcement orthogonal to  $\alpha_1$  in a strut

$\alpha$  = تحديد زاوية لاتجاه التسليح.

$\alpha_c$  = معامل التحديد للخرسانة المساهمة المتصلة لمقاومة قوة القص الاسمية للجدار.

$\alpha_f$  = نسبة جساءة الانحناء لمقطع الكمرية إلى جساءة عرض البلاطة المترابط عرضيا مع خط المركز للبلاطات المجاورة ، إن وجدت ، على كل جانب من الكمرية.

$\alpha_{fm}$  = القيمة المتوسطة لـ  $\alpha_f$  لجميع الكمرات على أطراف البلاطة.

$\alpha_1$  =  $\alpha_f$  في اتجاه  $\ell_1$

$\alpha_2$  =  $\alpha_f$  باتجاه  $\ell_2$

$\alpha_i$  = الزاوية بين محور الركيزة والاسياخ في طبقة- $i$  من تسليح مقطع الركيزة.

$\alpha_s$  = الثابت المستخدم لحساب  $V_c$  في البلاطات والركائز.

$\alpha_v$  = نسبة جساءة الانحناء لذراع رأس مسمار القص إلى محيط مقطع البلاطة المركبة.

$\alpha_1$  = اتجاه توزيع حديد التسليح في الركائز.

$\alpha_2$  = اتجاه توزيع حديد التسليح المتعامد إلى  $\alpha_1$  في الركيزة.

$\beta$  = ratio of long to short dimensions: clear spans for two-way slabs, sides of column, concentrated load or reaction area; or sides of a footing

$\beta_b$  = ratio of area of reinforcement cut off to total area of tension reinforcement at section

$\beta_{dns}$  = ratio used to account for reduction of stiffness of columns due to sustained axial loads

$\beta_{ds}$  = the ratio of maximum factored sustained shear within a story to the maximum factored shear in that story associated with the same load combination

$\beta_n$  = factor used to account for the effect of the anchorage of ties on the effective compressive strength of a nodal zone

$\beta_s$  = factor used to account for the effect of cracking and confining reinforcement on the effective compressive strength of the concrete in a strut

$\beta_r$  = ratio of torsional stiffness of edge beam section to flexural stiffness of a width of slab equal to span length of beam, center-to-center of supports

$\beta_1$  = factor relating depth of equivalent rectangular compressive stress block to depth of neutral axis

$\beta$  = نسبة الأبعاد الطويلة إلى القصيرة: البحور الصافية للبلاطات ذات الاتجاهين ، جوانب العمود ، حمولة مركزة أو مساحة ردة الفعل أو جوانب الأساس.  
 $\beta_b$  = نسبة مساحة التسليح الغير مستمرة إلى المساحة الكلية لتسليح الشد في المقطع.

$\beta_{dns}$  = النسبة المستخدمة لحساب تخفيض جساءة الأعمدة بسبب الأحمال المحورية المستمرة.

$\beta_{ds}$  = نسبة القص المستمر الأقصى المصعد في الطابق إلى القص الأقصى المصعد في ذلك الطابق كحد أقصى قص مرتبطة مع تركيبة الحمولة نفسها.

$\beta_n$  = معامل يستخدم لحساب تأثير التثبيت للشداد على قوة الضغط الفعالة لمنطقة العقدة.

$\beta_s$  = معامل يستخدم لحساب تأثير التشقق و حصر التسليح على مقاومة الخرسانة للضغط الفعال في الركيزة.

$\beta_r$  = نسبة جساءة الالتواء لحافة مقطع الكمرية إلى جساءة الانحناء لعرض البلاطة المساوي لطول بحر الكمرية، من المركز إلى المركز للركائز.

$\beta_1$  = عامل يتعلق بعمق المستطيل المكافئ لكتلة أجهاد الضغط إلى عمق المحور المحايد.

$\gamma_r$  = factor used to determine the fraction of  $M_{sc}$  transferred by slab flexure at slab-column connections

$\gamma_p$  = factor used for type of prestressing reinforcement

$\gamma_s$  = factor used to determine the portion of reinforcement located in center band of footing

$\gamma_v$  = factor used to determine the fraction of  $M_{sc}$  transferred by eccentricity of shear at slab-column connections

$\gamma_r$  = معامل يستخدم لتحديد جزء من  $M_{sc}$  تنقل بواسطة انحناء البلاطة في وصلات البلاطة - عمود.

$\gamma_p$  = معامل يستخدم لنوع التسليح للأجهاد المسبق.

$\gamma_s$  = معامل يستخدم لتحديد جزء التسليح الموجود في نطاق مركز الأساس.

$\gamma_v$  = معامل يستخدم لتحديد جزء  $M_{sc}$  المنقولة بواسطة اللامركزية للقص في وصلات البلاطة - عمود.



## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

$\delta$  = moment magnification factor used to reflect effects of member curvature between ends of a compression member  
 $\delta_s$  = moment magnification factor used for frames not braced against sidesway, to reflect lateral drift resulting from lateral and gravity loads  
 $\delta_u$  = design displacement, in.

$\delta$  = معامل تكبير العزم المستخدم لإعادة التأثيرات على أنحناء العنصر بين نهايات عنصر الضغط.  
 $\delta_s$  = معامل تكبير العزم المستخدم للإطارات الغير مثبتة ضد الازاحات ، لإعادة الانحراف الجانبي الناتج عن الأحمال الجانبية والرأسية.  
 $\delta_u$  = الإزاحة التصميمية ، مم .

$\Delta_{cr}$  = calculated out-of-plane deflection at midheight of wall corresponding to cracking moment  $M_{cr}$ , mm.  
 $\Delta_n$  = calculated out-of-plane deflection at midheight of wall corresponding to nominal flexural strength  $M_n$ , mm.  
 $\Delta_o$  = relative lateral deflection between the top and bottom of a story due to  $V_{us}$ , mm.  
 $\Delta f_p$  = increase in stress in prestressing reinforcement due to factored loads, MPa  
 $\Delta f_{ps}$  = stress in prestressing reinforcement at service loads less decompression stress, MPa  
 $\Delta_r$  = residual deflection measured 24 hours after removal of the test load. For the first load test, residual deflection is measured relative to the position of the structure at the beginning of the first load test. For the second load test, residual deflection is measured relative to the position of the structure at the beginning of the second load test, mm.  
 $\Delta_s$  = out-of-plane deflection due to service loads, mm.  
 $\Delta_u$  = calculated out-of-plane deflection at midheight of wall due to factored loads, mm.  
 $\Delta_x$  = design story drift of story x, mm.  
 $\Delta_1$  = maximum deflection, during first load test, measured 24 hours after application of the full test load, mm.  
 $\Delta_2$  = maximum deflection, during second load test, measured 24 hours after application of the full test load. Deflection is measured relative to the position of the structure at the beginning of the second load test, mm.

$\Delta_{cr}$  = التشوه الخارجي المحسوب عند منتصف ارتفاع الجدار المقابلة لعزم التشرخ  $M_{cr}$  ، مم .  
 $\Delta_n$  = التشوه الخارجي المحسوب عند منتصف ارتفاع الجدار المقابلة لقوة الانحناء الاسمية  $M_n$  ، مم .  
 $\Delta_o$  = التشوه الجانبي المتصل بين اعلى واسفل الطابق بسبب  $V_{us}$  ، مم .  
 $\Delta f_p$  = زيادة الإجهاد في تسليح الإجهاد المسبق بسبب الأحمال المصعدة ، MPa  
 $\Delta f_{ps}$  = الإجهاد في تسليح الإجهاد المسبق بسبب الأحمال الخدمية أقل من إجهاد اللاضغط ، MPa  
 $\Delta_r$  = التشوه المتبقي بعد 24 ساعة من إزالة حمل الاختبار. حمل الاختبار الأولي، التشوه المتبقي هي مقاسة نسبيا الى موقع المنشأ في بداية حمل الاختبار الأولي. لحمل الاختبار الثاني، يتم قياس التشوه المتبقي بالنسبة إلى موضع المنشأ في بداية حمل الاختبار الثاني، مم .  
 $\Delta_s$  = التشوه الخارجي بسبب الأحمال الخدمية ، مم .  
 $\Delta_u$  = التشوه المحسوب الخارجي عند منتصف ارتفاع الجدار بسبب الأحمال المصعدة ، مم .  
 $\Delta_x$  = الانحراف الطائفي التصميمي للطابق x ، مم .  
 $\Delta_1$  = أقصى تشوه ، أثناء حمل الاختبار الأولي ، تم قياسه بعد 24 ساعة من تطبيق حمل الاختبار الكامل ، مم .  
 $\Delta_2$  = أقصى تشوه ، أثناء حمل الاختبار الثاني ، تم قياسه بعد 24 ساعة من تطبيق حمل الاختبار الكامل. يتم قياس التشوه بالنسبة إلى موضع المنشأ في بداية حمل الاختبار الثاني، مم .

$\Delta f_{pt}$  = difference between the stress that can be developed in the strand at the section under consideration and the stress required to resist factored bending moment at section,  $M_u/\phi$ , MPa

$\Delta f_{pt}$  = الفرق بين الإجهاد الذي يمكن تثبيته في الكابل في المقطع المعتبر والإجهاد المطلوب لمقاومة عزم الانحناء المصعد في المقطع ،  $M_u/\phi$  ، MPa

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

$\epsilon_t$  = net tensile strain in extreme layer of longitudinal tension reinforcement at nominal strength, excluding strains due to effective prestress, creep, shrinkage, and temperature  
 $\epsilon_{ty}$  = value of net tensile strain in the extreme layer of longitudinal tension reinforcement used to define a compression-controlled section.

$\epsilon_t$  = أنفعال الشد الصافي في الطبقة الخارجية من تسليح الشد الطولي عند القوة الاسمية ، باستثناء الأنفعال بسبب الإجهاد المسبق الفعّال ، الزحف ، الانكماش ودرجة الحرارة.  
 $\epsilon_{ty}$  = قيمة أنفعال الشد الصافي في الطبقة الخارجية من تسليح الشد الطولي المستخدم في تحديد مقطع الضغط المتحكم.

$\theta$  = angle between axis of strut, compression diagonal, or compression field and the tension chord of the members

$\theta$  = الزاوية بين محور الركيزة ، والضغط القطري ، أو نطاق الضغط وكابل الشد في العناصر.

$\lambda$  = modification factor to reflect the reduced mechanical properties of lightweight concrete relative to normal weight concrete of the same compressive strength

$\lambda_a$  = modification factor to reflect the reduced mechanical properties of lightweight concrete in certain concrete anchorage applications

$\lambda_\Delta$  = multiplier used for additional deflection due to long-term effects

$\lambda$  = معامل التعديل لإعادة الخواص الميكانيكية المخفضة للخرسانة خفيفة الوزن نسبة إلى الخرسانة العادية من نفس مقاومة الضغط.  
 $\lambda_a$  = عامل تعديل لإعادة الخواص الميكانيكية المخفضة للخرسانة خفيفة الوزن في التطبيقات المحددة في خرسانة التثبيت.  
 $\lambda_\Delta$  = المضاعف المستخدم للتشوه الإضافي بسبب التأثيرات طويلة المدى.

$\mu$  = coefficient of friction

$\xi$  = time-dependent factor for sustained load

$\rho$  = ratio of  $A_s$  to  $bd$

$\rho'$  = ratio of  $A_s'$  to  $bd$

$\rho_t$  = ratio of area of distributed longitudinal reinforcement to gross concrete area perpendicular to that reinforcement

$\rho_p$  = ratio of  $A_{ps}$  to  $bd_p$

$\rho_s$  = ratio of volume of spiral reinforcement to total volume of core confined by the spiral, measured out-to-out of spirals

$\rho_t$  = ratio of area of distributed transverse reinforcement to gross concrete area perpendicular to that reinforcement

$\rho_v$  = ratio of tie reinforcement area to area of contact surface

$\rho_w$  = ratio of  $A_s$  to  $bwd$

$\mu$  = معامل الاحتكاك.

$\xi$  = معامل معتمد على الوقت للحمل المستمر.

$\rho$  = نسبة  $A_s$  إلى  $bd$

$\rho'$  = نسبة  $A_s'$  إلى  $bd$

$\rho_t$  = نسبة مساحة التسليح الطولي الموزع إلى المساحة الكلية للخرسانة المتعامدة على ذلك تسليح.

$\rho_p$  = نسبة  $A_{ps}$  إلى  $bd_p$

$\rho_s$  = نسبة حجم التسليح الحلزوني إلى الحجم الكلي للنواة المحصورة من خلال الحلزون، مقاس من خارج إلى خارج الحلزونات.

$\rho_t$  = نسبة مساحة التسليح العرضي الموزع إلى المساحة الكلية للخرسانة المتعامدة مع ذلك التسليح.

$\rho_v$  = نسبة مساحة تسليح الشد إلى منطقة سطح التلامس.

$\rho_w$  = نسبة  $A_s$  كما  $bwd$

$\epsilon_{cu}$  = maximum usable strain at extreme concrete compression fiber

$\epsilon_{cu}$  = أقصى خضوع قابل للاستخدام في الياف الضغط القصوى للخرسانة.

$\varsigma$  = exponent symbol in tensile/shear force interaction equation

$\varsigma$  = رمز الأس في معادلة تفاعل قوة الشد / القص

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

$\phi$  = strength reduction factor  
 $\tau_{cr}$  = characteristic bond stress of adhesive anchor in cracked concrete, MPa  
 $\tau_{uncr}$  = characteristic bond stress of adhesive anchor in uncracked concrete, MPa

$\phi$  = معامل تخفيض المقاومة.  
 $\tau_{cr}$  = إجهاد الترابط المخصصة لمسمار لاصق في الخرسانة المتشققة ، MPa  
 $\tau_{uncr}$  = إجهاد الترابط المخصصة لمسمار لاصق في الخرسانة الغير متشققة، MPa

$\psi_c$  = factor used to modify development length based on cover  
 $\psi_{c,N}$  = factor used to modify tensile strength of anchors based on presence or absence of cracks in concrete  
 $\psi_{c,P}$  = factor used to modify pullout strength of anchors based on presence or absence of cracks in concrete  
 $\psi_{c,V}$  = factor used to modify shear strength of anchors based on presence or absence of cracks in concrete and presence or absence of supplementary reinforcement  
 $\psi_{cp,N}$  = factor used to modify tensile strength of postinstalled anchors intended for use in uncracked concrete without supplementary reinforcement to account for the splitting tensile stresses due to installation  
 $\psi_{cp,Na}$  = factor used to modify tensile strength of adhesive anchors intended for use in uncracked concrete without supplementary reinforcement to account for the splitting tensile stresses due to installation  
 $\psi_e$  = factor used to modify development length based on reinforcement coating  
 $\psi_{ec,N}$  = factor used to modify tensile strength of anchors based on eccentricity of applied loads  
 $\psi_{ec,Na}$  = factor used to modify tensile strength of adhesive anchors based on eccentricity of applied loads  
 $\psi_{ec,V}$  = factor used to modify shear strength of anchors based on eccentricity of applied loads  
 $\psi_{ed,N}$  = factor used to modify tensile strength of anchors based on proximity to edges of concrete member  
 $\psi_{ed,Na}$  = factor used to modify tensile strength of adhesive anchors based on proximity to edges of concrete member  
 $\psi_{ed,V}$  = factor used to modify shear strength of anchors based on proximity to edges of concrete member  
 $\psi_{h,V}$  = factor used to modify shear strength of anchors located in concrete members with  $h_d < 1.5c_{a1}$   
 $\psi_r$  = factor used to modify development length based on confining reinforcement  
 $\psi_s$  = factor used to modify development length based on reinforcement size  
 $\psi_t$  = factor used to modify development length for casting location in tension  
 $\psi_w$  = factor used to modify development length for welded deformed wire reinforcement in tension  
 $\Omega_o$  = amplification factor to account for overstrength of the seismic-force-resisting system determined in accordance with the general building code

$\phi_k$  = stiffness reduction factor  
 $\sigma$  = wall boundary extreme fiber concrete nominal compressive stress, MPa

$\phi_k$  = عامل تخفيض الجساءة.  
 $\sigma$  = حد الالياف القصوى لاجهادات الضغط الاسمية للخرسانة، MPa

$\psi_c$  = معامل يستخدم لتعديل طول التثبيت بناءً على التغطية.  
 $\psi_{c,N}$  = معامل يستخدم لتعديل قوة الشد للمسامير على أساس وجود أو عدم وجود تشققات في الخرسانة.  
 $\psi_{c,P}$  = معامل يستخدم لتعديل قوة السحب في المسامير على أساس وجود أو عدم وجود تشققات في الخرسانة.  
 $\psi_{c,V}$  = معامل يستخدم لتعديل قوة القص للمسامير على أساس وجود أو عدم وجود تشققات في الخرسانة ووجود أو عدم وجود التسليح الإضافي.  
 $\psi_{cp,N}$  = معامل يستخدم لتعديل قوة الشد للمسامير المثبتة مسبقاً مخصصة للاستخدام في الخرسانة الغير مشققة دون التسليح الإضافي لحساب أجهادات الشد التشققية بسبب التركيب.  
 $\psi_{cp,Na}$  = معامل يستخدم لتعديل قوة الشد للمسامير اللاصقة مخصصة للاستخدام في الخرسانة الغير مشققة دون التسليح الإضافي لحساب أجهادات الشد التشققية بسبب التركيب.  
 $\psi_e$  = معامل يستخدم لتعديل طول التثبيت بناءً على تسليح التغطية.  
 $\psi_{ec,N}$  = معامل يستخدم لتعديل قوة الشد للمسامير على أساس اللامركزية للأحمال المطبقة.  
 $\psi_{ec,Na}$  = معامل يستخدم لتعديل قوة الشد للمسامير اللاصقة على أساس اللامركزية للأحمال المطبقة.  
 $\psi_{ec,V}$  = معامل يستخدم لتعديل قوة القص للمسامير على أساس اللامركزية للأحمال المطبقة.  
 $\psi_{ed,N}$  = معامل يستخدم لتعديل قوة الشد للمسامير على أساس القرب من حواف العنصر الخرساني.  
 $\psi_{ed,Na}$  = معامل يستخدم لتعديل قوة الشد للمسامير اللاصقة على أساس القرب من حواف العنصر الخرساني.  
 $\psi_{ed,V}$  = معامل يستخدم لتعديل قوة القص للمسامير على أساس القرب من حواف العنصر الخرساني.  
 $\psi_{h,V}$  = معامل يستخدم لتعديل قوة القص للمسامير التي تقع في العناصر الخرسانية مع  $h_a < 1.5c_a$   
 $\psi_r$  = معامل يستخدم لتعديل طول التثبيت بناءً على التسليح المغلق.  
 $\psi_s$  = معامل يستخدم لتعديل طول التثبيت بناءً على حجم التسليح.  
 $\psi_t$  = معامل يستخدم لتعديل طول التثبيت لـ الصب الموقعي في الشد.  
 $\psi_w$  = معامل يستخدم لتعديل طول التثبيت لـ التسليح الحزوني الملحوم في الشد.  
 $\Omega_o$  = معامل التضخيم لحساب الانفعال الزائد من نظام مقاومة قوى الزلازل المحدد وفقاً لكود البناء العام.

## 2.3—Terminology

**adhesive**—chemical components formulated from organic polymers, or a combination of organic polymers and inorganic materials that cure if blended together.

## 2.3 المصطلحات

**مادة لاصقة** - مكونات كيميائية تم صياغتها من البوليمرات العضوية، أو مزيج من البوليمرات العضوية والمواد غير عضوية التي تعالج إذا تم مزجها معًا.

**admixture**—material other than water, aggregate, or hydraulic cement, used as an ingredient of concrete and added to concrete before or during its mixing to modify its properties.

**الخليط** - مواد أخرى من الماء أو الركام أو الاسمنت الهيدروليكي، يستخدم كمحتوى للخرسانة ويضاف إلى الخرسانة قبل أو أثناء خلطها لتعديل خصائصها.

**aggregate**—granular material, such as sand, gravel, crushed stone, and iron blast-furnace slag, used with a cementing medium to form concrete or mortar.

**الركام** - المواد الحبيبية، مثل الرمل والحصى، الحجر المكسر، وخبث الفرن، وتستخدم مع دعائم متوسطة لتشكيل الخرسانة أو الاسمنت.

**aggregate, lightweight**—aggregate meeting the requirements of ASTM C330 and having a loose bulk density of 1120 kg/m<sup>3</sup> or less, determined in accordance with ASTM C29.

**الركام ، خفيفة الوزن** - تجمع الحصى لمتطلبات ASTM C330 وذات كثافة سائبة 1120 kg/m<sup>3</sup> أو أقل ، محددة وفقًا لـ ASTM C29.

**alternative cement**—an inorganic cement that can be used as a complete replacement for Portland cement or blended hydraulic cement, and that is not covered by applicable specifications for Portland or blended hydraulic cements.

اسمنت بديل - اسمنت غير عضوي يمكن استخدامه كبديل كامل لاسمنت بورتلاند أو الاسمنت الهيدروليكي المخلوط ، وهو غير مغطى بال مواصفات المطبقة على الاسمنت الهيدروليكي البورتلندي أو المخلوط.

**anchor**—a steel element either cast into concrete or post-installed into a hardened concrete member and used to transmit applied loads to the concrete.

**مسمار** - عنصر الحديد إما تضاف في الخرسانة أو بعد تثبيت في عنصر الخرسانة المتصلبة وتستخدم لنقل الأحمال المطبقة على الخرسانة.

## R2.3—Terminology

## R2.3-المصطلحات

**aggregate**—The use of recycled aggregate is addressed in the Code in 2019. The definition of recycled materials in ASTM C33 is very broad and is likely to include materials that would not be expected to meet the intent of the provisions of this Code for use in structural concrete. Use of recycled aggregates including crushed hydraulic-cement concrete in structural concrete requires additional precautions. See 26.4.1.2.1(c).

الركام - يتم تناول استخدام الركام المعاد تدويره في الكود في عام 2019. تعريف المواد المعاد تدويرها في ASTM C33 واسع للغاية ومن المحتمل أن يشمل مواد لا يتوقع أن تفي بقصد أحكام هذا الكود للاستخدام في الخرسانة الإنشائية. يتطلب استخدام الركام المعاد تدويره بما في ذلك الخرسانة الأسمنتية المطحونة في الخرسانة الإنشائية احتياطات إضافية. انظر 26.4.1.2.1 (ج).

**aggregate, lightweight**—In some standards, the term “lightweight aggregate” is being replaced by the term “low-density aggregate.”

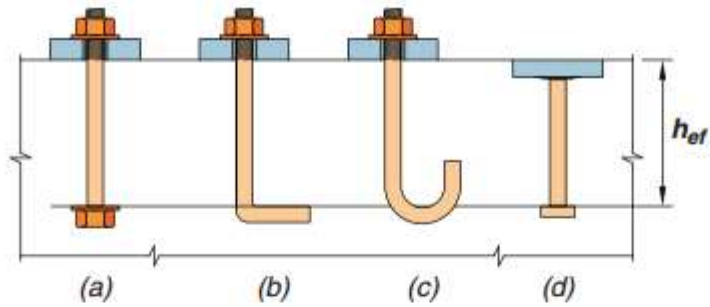
**الركام ، خفيف الوزن** - في بعض المعايير ، يتم استبدال مصطلح "الركام الخفيف" بمصطلح "ركام منخفض الكثافة".

**alternative cements**—Alternative cements are described in the references listed in 26.4.1.1.1(b). Refer to 26.4.1.1.1(b) for precautions when using these materials in concrete covered by this Code.

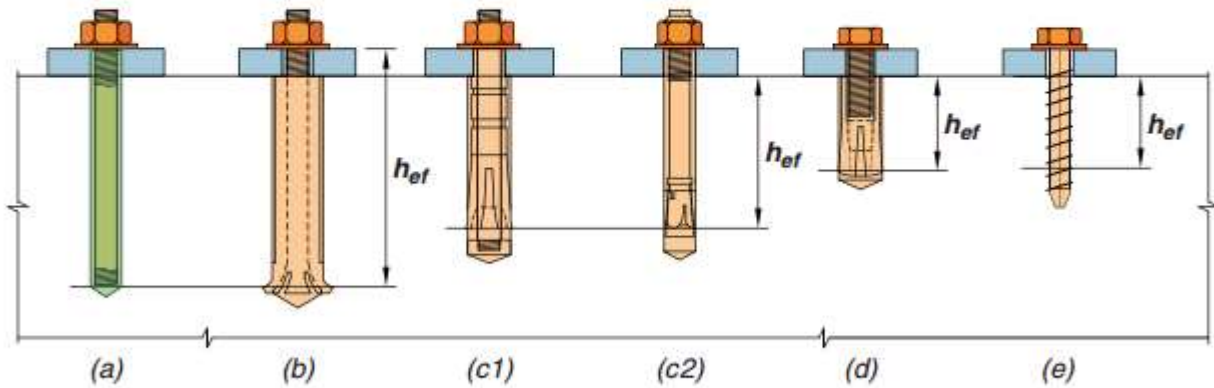
الاسمنت البديل - يتم وصف الاسمنت البديل في المراجع المدرجة في 26.4.1.1.1 (ب). ارجع إلى 26.4.1.1.1 (ب) للتعرف على الاحتياطات عند استخدام هذه المواد في الخرسانة التي يغطيها هذا الكود.

**anchor**—Cast-in anchors include headed bolts, hooked bolts (J- or L-bolt), and headed studs. Post-installed anchors include expansion anchors, undercut anchors, and adhesive anchors; steel elements for adhesive anchors include threaded rods, deformed reinforcing bars, or internally threaded steel sleeves with external deformations. Anchor types are shown in Fig. R2.1.

**مسمار** - تشمل المسامير المصبوبة في الموقع مسامير ذات رأس، ومسامير ذات عكفة (J-or-L-bolt)، ومسامير مسننة. تتضمن المسامير بعد التثبيت مسامير توسعة، ومسامير ارتدادية، ومسامير لاصقة؛ تشمل العناصر الفولاذية المسامير اللاصقة كابلات حلزونية، أسياخ التسليح المحلزن، أو فولاذية مترابطة داخلياً مع حلزونات خارجية. يتم إظهار أنواع للمسمار في الشكل R2.1.

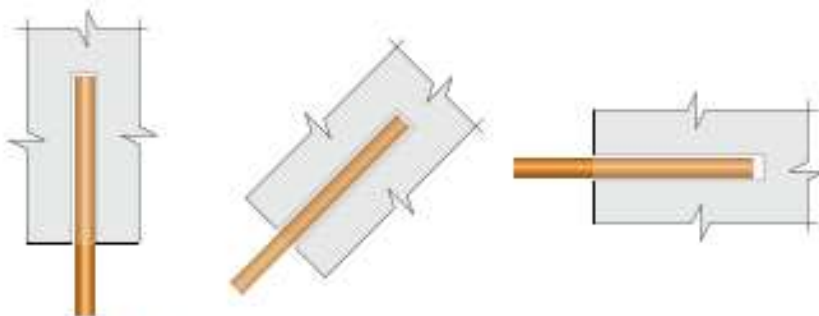


(A) Cast-in anchors: (a) hex head bolt with washer; (b) L-bolt; (c) J-bolt; and (d) welded headed stud.



(B) Post-installed anchors: (a) adhesive anchor; (b) undercut anchor; (c) torque-controlled expansion anchors [(c1) sleeve-type and (c2) stud-type]; (d) drop-in type displacement-controlled expansion anchor; and (e) screw anchor.

**Fig. R2.1**—Types of anchors.



**Fig. R2.2**—Possible orientations of overhead, upwardly inclined, or horizontal anchors.



## CODE

### الكود

**anchor, adhesive**—a post-installed anchor, inserted into hardened concrete with an anchor hole diameter not greater than 1.5 times the anchor diameter, that transfers loads to the concrete by bond between the anchor and the adhesive, and bond between the adhesive and the concrete.

**مسمار، لاصق** - مسمار بعد التثبيت، تضاف إلى الخرسانة المتصلبة مع قطر حفرة مسمار ليست أكبر من 1.5 مرة قطر المسمار، التي تنقل الأحمال إلى الخرسانة بالترابط بين مسمار واللاصق، والترابط بين اللاصق والخرسانة.

**anchor, cast-in**—headed bolt, headed stud, or hooked bolt installed before placing concrete.

**مسمار، مصبوب في الموقع، رأس المسمار، رأس مسمار كبير، أو عكفة المسمار المثبتة قبل وضع الخرسانة.**

**anchor, screw**—a post-installed threaded, mechanical anchor inserted into hardened concrete that transfers loads to the concrete by engagement of the hardened threads of the screw with the grooves that the threads cut into the sidewall of a predrilled hole during anchor installation.

**مسمار، محلزن** - مسمار مثبت ميكانيكي لاحق التثبيت ومثبتة في الخرسانة المتصلبة التي تنقل الأحمال إلى الخرسانة من خلال ربط الخيوط الصلبة المقولبة للمسمار مع الأخاديد التي تقطعها الخيوط في جدار ثقب مسبق الحفر أثناء تثبيت المسمار.

**anchor, expansion**—post-installed anchor, inserted into hardened concrete that transfers loads to or from the concrete by direct bearing or friction, or both.

**مسمار، التوسعة، مسمار لاحق التثبيت، تضاف إلى الخرسانة المتصلبة التي تنقل الأحمال إلى أو من الخرسانة بواسطة التحميل المباشر أو الاحتكاك، أو كليهما.**

**anchor, horizontal or upwardly inclined**—Anchor installed in a hole drilled horizontally or in a hole drilled at any orientation above horizontal.

**مسمار، أفقي أو مائل لأعلى** - مسمار مثبتة في حفرة أفقياً أو في حفرة في أي اتجاه إلى الأعلى أفقياً.

**anchor, post-installed**—anchor installed in hardened concrete; adhesive, expansion, and undercut anchors are examples of post-installed anchors.

**مسمار، لاحق التثبيت، مسمار مثبتة في الخرسانة المتصلبة؛ لاصقة، التوسعة، وللمسامير الارتدادية هي أمثلة على المسامير لاحق التثبيت.**

## COMMENTARY

### التعليق

**anchor, adhesive**—The design model included in Chapter 17 for adhesive anchors is based on the behavior of anchors with hole diameters not exceeding 1.5 times the anchor diameter. Anchors with hole diameters exceeding 1.5 times the anchor diameter behave differently and are therefore excluded from the scope of Chapter 17 and ACI 355.4. To limit shrinkage and reduce displacement under load, most adhesive anchor systems require the annular gap to be as narrow as practical while still maintaining sufficient clearance for insertion of the anchor element in the adhesive filled hole and ensuring complete coverage of the bonded area over the embedded length. The annular gap for reinforcing bars is generally greater than that for threaded rods. The required hole size is provided in the Manufacturer's Printed Installation Instructions (MPII).

**مسمار، لاصق** - يعتمد نموذج التصميم المدرج في الفصل 17 للمسامير اللاصقة على سلوك المسامير ذات أقطار الثقوب التي لا تتجاوز 1.5 أضعاف قطر المسمار. تتركز المسامير ذات أقطار الثقوب التي تزيد عن 1.5 مرة على أن قطر المسمار تتصرف بشكل مختلف وبالتالي يتم استبعادها من نطاق الفصل 17 و ACI 355.4. إلى الحد من الانكماش والحد من الإزاحة تحت الحمل، تتطلب معظم أنظمة التثبيت اللاصقة الفجوة الحلقي لتكون ضيقة مثل التطبيق مع الحفاظ على التخلص بعيداً لإدخال عنصر التثبيت في الثقب اللولبي اللاصق وضمان التغطية الكاملة للمنطقة المترابطة على طول الغرز. الفجوة الحلقيّة لأسياخ التسليح أكبر بشكل عام من الكابلات الحزونية. يتم توفير حجم الثقب المطلوب في إرشادات التثبيت المطبوعة للشركة الصانعة (MPII).

**anchor, screw**—The required predrilled hole size for a screw anchor is provided by the anchor manufacturer.

**مسمار، محلزن** - يتم توفير حجم الثقب المسبق المطلوب المسمار المحلزن من قبل الشركة المصنعة للمسامير.

**anchor, expansion**—Expansion anchors may be torque controlled, where the expansion is achieved by a torque acting on the screw or bolt; or displacement controlled, where the expansion is achieved by impact forces acting on a sleeve or plug and the expansion is controlled by the length of travel of the sleeve or plug.

**مسمار، التوسعة** - قد تكون مسامير التوسعة قابلة للدوران، حيث يتم تحقيق التوسعة بواسطة عزم دوران يعمل على المسمار أو المفك؛ أو التحكم في الإزاحة، حيث يتم تحقيق التوسعة من خلال قوى الصدم التي تعمل على الجلبة أو السدادة ويتم التحكم في التوسعة بطول انتقال الجلبة أو السدادة.

**anchor, horizontal or upwardly inclined**—Figure R2.2 illustrates the potential hole orientations for horizontal or upwardly inclined anchors.

**مسمار، أفقي أو مائل لأعلى** - يوضح الشكل R2.2 اتجاهات الثقوب المحتملة للمسامير الأفقية أو مائلة لأعلى.



## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**anchor, undercut**—post-installed anchor that develops its tensile strength from the mechanical interlock provided by undercutting of the concrete at the embedded end of the anchor. Undercutting is achieved with a special drill before installing the anchor or alternatively by the anchor itself during its installation.

مسمار، أرتدادي، مسمار لاحق التثبيت التي تثبيتها قوة الشد من التشابك الميكانيكي المتوفرة من خلال التقليل من الخرسانة في النهاية المدفونة للمسمار. يتم تحقيق الارتداد قبل تثبيت المسمار أو بدلا من المسمار نفسه خلال تركيبه.

**anchor group**—a number of similar anchors having approximately equal effective embedment depths with spacing  $s$  between adjacent anchors such that the projected areas overlap.

مجموعة من المسامير - عدد من المسامير المماثلة تمتلك تقريبًا تساوي في أعماق الغرز الفعال مع التباعد بين المسامير المجاورة بحيث تكون مسقطة في مناطق التداخل.

**anchor pullout strength**—the strength corresponding to the anchoring device or a major component of the device sliding out from the concrete without breaking out a substantial portion of the surrounding concrete.

قوة السحب للمسمار - القوة المقابلة لجهاز التثبيت أو أحد المكونات الرئيسية للجهاز ينسحب من الخرسانة دون تكسر جزء كبير من الخرسانة المحيطة بها.

**anchorage device**—in post-tensioned members, the hardware used to transfer force from prestressed reinforcement to the concrete.

جهاز التثبيت - في عناصر لاحق الشد، الأجهزة المستخدمة لنقل القوة من تسليح الإجهاد المسبق إلى الخرسانة.

**anchorage device, basic monostrand**—anchorage device used with any single strand or a single 15 mm . or smaller diameter bar that is in accordance with 25.8.1, 25.8.2, and 25.9.3.1(a).

جهاز التثبيت، الكابل الاحادي الاساسي - جهاز التثبيت تستخدم مع أي كابل واحد 15 مم . أو أصغر قطر للسبيخ الذي يتوافق مع 25.8.1 و 25.8.2 و 25.9.3.1 (أ).

**anchor group**—For all potential failure modes (steel, concrete breakout, pullout, side-face blowout, and pryout), only those anchors susceptible to a particular failure mode should be considered when evaluating the strength associated with that failure mode.

مجموعة من المسامير - بالنسبة لجميع أنماط الانهيار المحتملة (الفلواذ، وأختراق الخرسانة، والسحب، والانفجار الجانبي، البري)، يجب فقط النظر في تلك المسامير المعرضة لنمط معين للانهيار عند تقييم المقاومة المرتبطة بأسلوب الانهيار هذا.

**anchorage device**—Most anchorage devices for post tensioning are standard manufactured devices available from commercial sources. In some cases, non-standard details or assemblages are developed that combine various wedges and wedge plates for anchoring prestressed reinforcement. Both standard and non-standard anchorage devices may be classified as basic anchorage devices or special anchorage devices as defined in this Code and AASHTO LFRDUS.

جهاز التثبيت - معظم أجهزة التثبيت للشد اللاحق هي الأجهزة المصنعة القياسية المتاحة من المصادر التجارية. في بعض الحالات، يتم تثبيت التفاصيل أو التجميعات الغير قياسية التي تجمع بين مختلف الأوتاد وصفائح الأوتاد لتثبيت التسليح مسبق الإجهاد. يمكن تصنيف كل من أجهزة التثبيت القياسية وغير القياسية كأجهزة تثبيت أساسية أو أجهزة تثبيت خاصة كما تم رفضها في هذا الكود و AASHTO LFRDUS.

**anchorage device, basic**—Devices that are so proportioned that they can be checked analytically for compliance with bearing stress and stiffness requirements without having to undergo the acceptance-testing program required of special anchorage devices.

جهاز التثبيت، أجهزة أساسية -الأجهزة متناسبة إلى حد كبير بحيث يمكن فحصها تحليليًا للامتثال مع أجهاد التحميل ومتطلبات الجساءة دون الحاجة إلى اجتياز لبرنامج اختبار القبول المطلوب من أجهزة تثبيت خاصة.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**anchorage device, basic multistrand**—anchorage device used with multiple strands, bars, or wires, or with single bars larger than 15 mm. diameter that satisfies 25.8.1, 25.8.2 and 25.9.3.1(b).

**جهاز التثبيت، الكابل المتعدد الأساسي** - جهاز التثبيت تستخدم مع عدة كابلات، أو أسياخ، أو أسلاك، أو أسياخ أحادية أكبر من 15 مم. القطر المطلوب 25.8.1، 25.8.2 و 25.9.3.1 (b).

**anchorage device, special**—anchorage device that satisfies tests required in 25.9.3.1(c).

**جهاز التثبيت، جهاز تثبيت خاص يلبى الاختبارات المطلوبة في 25.9.3.1 (ج).**

**anchorage zone**—in post-tensioned members, portion of the member through which the concentrated prestressing force is transferred to concrete and distributed more uniformly across the section; its extent is equal to the largest dimension of the cross section; for anchorage devices located away from the end of a member, the anchorage zone includes the disturbed regions ahead of and behind the anchorage device.

**منطقة التثبيت** - في عناصر لاحق الشد، جزء من العنصر يتم عبره نقل قوة الإجهاد المسبق المركز إلى الخرسانة وتوزيعها بشكل أكثر انتظاماً عبر المقطع؛ التوسعة يساوي أكبر مسافة للمقطع العرضي. لأجهزة التثبيت الواقعة بعيداً من نهاية العنصر، تشمل منطقة التثبيت المناطق المضطربة أمام وخلف جهاز التثبيت.

**attachment**—structural assembly, external to the surface of the concrete, that transmits loads to or receives loads from the anchor.

**المرفق** - تجميع هيكلي، خارجياً على سطح الخرسانة، التي تنقل الأحمال إلى أو يتلقى الأحمال من المسمار.

**B-region**—portion of a member in which it is reasonable to assume that strains due to flexure vary linearly through section.

**منطقة B** - جزء من عنصر التي تكون معقولة لنفترض أن الانفعالات بسبب الانحناء المختلف خطياً من خلال المقطع.

**anchorage device, special**—Special anchorage devices are any devices (monostrand or multistrand) that do not meet the relevant PTI or AASHTO LFRDUS bearing stress and, where applicable, stiffness requirements. Most commercially marketed multi-bearing surface anchorage devices are special anchorage devices. As provided in 25.9.3, such devices can be used only if they have been shown experimentally to be in compliance with the AASHTO requirements.

This demonstration of compliance will ordinarily be furnished by the device manufacturer.

**جهاز التثبيت، الخاص** - أجهزة التثبيت الخاصة هي أية أجهزة (أحادية المسمار أو متعددة المسمار) لا تلبى صلة PTI أو أجهاد التحميل AASHTO LFRDUS، وحيثما ينطبق ذلك، متطلبات الجساءة. إن معظم أجهزة تثبيت سطح متعدد التحميل المسوقة تجارياً هي أجهزة تثبيت خاصة. وفقاً لما هو منصوص عليه في البند 25.9.3، لا يمكن استخدام هذه الأجهزة إلا إذا تم عرضها تجريبياً وفقاً لمتطلبات AASHTO. سيتم عادة تقديم هذا العرض من الامتثال من قبل الشركة المصنعة للجهاز.

**anchorage zone**—In post-tensioned members, the portion of the member through which the concentrated prestressing force is transferred to the concrete and distributed more uniformly across the section. Its extent is equal to the largest dimension of the cross section. For anchorage devices located away from the end of a member, the anchorage zone includes the disturbed regions ahead of and behind the anchorage devices. Refer to Fig. R25.9.1.1b.

**منطقة التثبيت** - في العناصر لاحق الشد، يتم نقل جزء من العنصر الذي يتم من خلاله نقل قوة الإجهاد المسبق المركزة إلى الخرسانة وتوزيعها بشكل أكثر انتظاماً عبر المقطع. حجمها يساوي البعد الأكبر في المقطع العرضي. بالنسبة لأجهزة التثبيت الواقعة بعيداً عن نهاية العنصر، تشمل منطقة التثبيت على المناطق المضطربة أمام أجهزة التثبيت وخلفها. ارجع إلى الشكل R.9.9.1.1b.

**base of structure**—level at which horizontal earthquake ground motions are assumed to be imparted to a building. This level does not necessarily coincide with the ground level.

**قاعدة المنشأ** - مستوى في الزلزال الأفقي يفترض نقل الحركة الأرضية إلى مبنى. هذا المستوى لا يتطابق بالضرورة مع مستوى الأرض.

**beam**—member subjected primarily to flexure and shear, with or without axial force or torsion; beams in a moment frame that forms part of the lateral-force-resisting system are predominantly horizontal members; a girder is a beam.

**كمر** - عنصر يتعرض مبدئياً إلى الانحناء والقص، مع أو بدون قوة محورية أو الالتواء. الكمرات في عزم الإطار الذي يشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الجانبية هي في الغالب عناصر أفقية؛ العارضة هي كمر.

**boundary element**—portion along wall and diaphragm edge, including edges of openings, strengthened by longitudinal and transverse reinforcement.

**حدود العنصر** - جزء على طول الجدار وحافة الغشاء الانشائي، بما في ذلك حواف الفتحات، مدعومة بالتسليح الطولية والعرضية.

**breakout strength, concrete**—strength corresponding to a volume of concrete surrounding the anchor or group of anchors separating from the member.

**قوة الاختراق، الخرسانة** - القوة المقابلة لحجم من الخرسانة المحيطة بالمسامير أو مجموعة من المسامير الفاصلة عن العنصر.

**building official**—term used to identify the Authority having jurisdiction or individual charged with administration and enforcement of provisions of the building code. Such terms as building commissioner or building inspector are variations of the title, and the term “building official” as used in this Code, is intended to include those variations, as well as others that are used in the same sense.

**مسؤول البناء** - مصطلح يستخدم لتحديد السلطة التي تمتلك اختصاص أو تكليف مستقل بإدارة وتنفيذ أحكام كود البناء. مثل مفوض البناء أو مفتش البناء هي اختلافات في العنوان، والمصطلح "مسؤول البناء" المستخدمة في هذه الكود، تهدف إلى تضمين تلك الاختلافات، مثل الآخرين التي تستخدم في نفس المعنى.

caisson—see drilled pier.

caisson — ركيزة محفور.

**cementitious materials**—materials that have cementing value if used in concrete either by themselves, such as Portland cement, blended hydraulic cements, and expansive cement; or such materials in combination with fly ash, other raw or calcined natural pozzolans, silica fume, and slag cement.

**المواد الأسمنتية** - المواد التي لديها قيمة أسمنتية إذا استخدمت في الخرسانة بواسطتها، مثل أسمنت بورتلاند، الأسمنت الهيدروليكي المخلوط، والأسمنت غالي الثمن؛ أو مثل هذه المواد في تركيبة مع الرماد المتطاير، وغيرها الخام أو البوزولان الطبيعي المكلس، دخان السيليكا، وأسمنت الخبث.

**cementitious materials**—Cementitious materials permitted for use in this Code are addressed in 26.4.1.1. Fly ash, raw or calcined natural pozzolan, slag cement, and silica fume are considered supplementary cementitious materials.

**المواد الأسمنتية** - المواد الأسمنتية المسموح باستخدامها في هذا الكود يتم تناولها في 26.4.1.1. الرماد المتطاير، البوزولان الطبيعي الخام أو المكلس، الأسمنت الخبث، وأبخرة السيليكا تعتبر مواد إسمنتية إضافية.

**collector**—element that acts in axial tension or compression to transmit forces between a diaphragm and a vertical element of the lateral-force-resisting system.

**المجمع** - عنصر يعمل في الشد أو الضغط المحوري لنقل القوى بين الغشاء الإنشائي والعنصر الرأسي في نظام مقاومة القوة الجانبية.

**column**—member, usually vertical or predominantly vertical, used primarily to support axial compressive load, but that can also resist moment, shear, or torsion. Columns used as part of a lateral-force-resisting system resist combined axial load, moment, and shear. See also moment frame.

**عمود** - عنصر، عادةً ما يكون عمودياً أو غالباً رأسي، يستخدم في المقام الأول لدعم حمل الضغط المحوري، ولكن هذا أيضاً يمكن أن يقاوم العزم أو القص أو الالتواء. الأعمدة تستخدم كجزء من نظام مقاومة القوة الجانبية المقاوم للحمل المحوري المركب والعزم والقص. انظر أيضاً عزم الإطار.

**column capital**—enlargement of the top of a concrete column located directly below the slab or drop panel that is cast monolithically with the column.

**تاج العمود** - توسيع الجزء العلوي من خرسانة العمود الموجود مباشرة أسفل البلاطة أو سقوط البلاطة الذي يصب مع العمود.

**compliance requirements**—construction-related code requirements directed to the contractor to be incorporated into construction documents by the licensed design professional, as applicable.

**متطلبات الامتثال** - متطلبات الكود المتعلقة بالبناء موجهة إلى المقاول لإدراجها في وثائق البناء من قبل محترف التصميم المرخص، حسب الاقتضاء.

**composite concrete flexural members**—concrete flexural members of precast or cast-in-place concrete elements, constructed in separate placements but connected so that all elements respond to loads as a unit.

**العناصر الخرسانية المركبة** - العناصر الخرسانية مسبقة الصب أو المصبوبة في الموقع، شيدت في مواضع منفصلة لكنها متصلة بحيث كل العناصر مستجابة للأحمال كوحدة واحدة.

**compression-controlled section**—cross section in which the net tensile strain in the extreme tension reinforcement at nominal strength is less than or equal to the compression controlled strain limit.

**مقطع تحكم الضغط** - مقطع عرضي فيه أنفعال الشد الصافي في اليااف تسليح الشد عند القوة الاسمية أقل من أو تساوي حد انفعال الضغط المتحكم.

**compression-controlled strain limit**—net tensile strain at balanced strain conditions.

**حد انفعال الضغط المتحكم** - أنفعال الشد الصافي في حالات انفعال التوازن.

**concrete**—mixture of Portland cement or any other cementitious material, fine aggregate, coarse aggregate, and water, with or without admixtures.

**الخرسانة** - خليط من الاسمنت البورتلاندي أو أي مادة اسمنتية، ركام ناعم، الركام الخشن، والماء، مع أو بدون إضافات.

**compliance requirements**—Although primarily directed to the contractor, the compliance requirements are also commonly used by others involved with the project.

**متطلبات الامتثال** - على الرغم من أنها موجهة في المقام الأول إلى المقاول، إلا أن متطلبات الامتثال تستخدم بشكل شائع من قبل الآخرين المشاركين في المشروع.

## CODE

### الكود

**concrete, all-lightweight**—lightweight concrete containing only lightweight coarse and fine aggregates that conform to **ASTM C330**.

خرسانية ، خفيفة الوزن بالكامل - خرسانة خفيفة الوزن تحتوي على ركام خشن وناعم التي تتوافق مع ASTM C330.

**concrete, lightweight**—concrete containing lightweight aggregate and having an equilibrium density, as determined by **ASTM C567**, between 1440 and 1840 kg/m<sup>3</sup>.

الخرسانية، وخفيفة الوزن - الخرسانة التي تحتوي على وزن خفيف من الركام ولها كثافة متزنة، كما هو محدد بواسطة ASTM C567 ، بين 1440 و 1840 kg/m<sup>3</sup>.

**concrete, nonprestressed**—reinforced concrete with at least the minimum amount of nonprestressed reinforcement and no prestressed reinforcement; or for two-way slabs, with less than the minimum amount of prestressed reinforcement.

الخرسانية، غير مسبقة الإجهاد - الخرسانة المسلحة مع أقل كمية من التسليح غير مسبقة الإجهاد وبدون تسليح مسبقة؛ للبلاطات ذات الاتجاهين، مع أقل كمية من التسليح مسبقة الإجهاد.

**concrete, normalweight**—concrete containing only coarse and fine aggregates that conform to **ASTM C33**.

الخرسانية، الوزن الطبيعي - الخرسانة التي تحتوي فقط الركام الخشن والناعم التي تتوافق مع ASTM C33.

**concrete, plain**—concrete with no reinforcement or with reinforcement less than the minimum amount specified for reinforced concrete.

الخرسانية، العادية - خرسانة مع عدم وجود تسليح أو مع تسليح أقل كمية من التسليح المحدد للخرسانية المسلحة.

**concrete, prestressed**—concrete in which internal stresses have been introduced to reduce potential tensile stresses in concrete resulting from service loads.

الخرسانية، مسبقة الإجهاد - الخرسانة التي تمتلك أجهادات داخلية مسبقة للتقليل من أجهادات الشد المحتملة في الخرسانة الناتجة عن الحمولات الخدمية.

## COMMENTARY

### التعليق

**concrete, nonprestressed**—Nonprestressed concrete usually contains no prestressed reinforcement. Prestressed two-way slabs require a minimum level of compressive stress in the concrete due to effective prestress in accordance with 8.6.2.1. Two-way slabs with less than this minimum level of precompression are required to be designed as nonprestressed concrete.

خرسانية ، غير مسبقة الإجهاد - عادة ما لا تحتوي الخرسانة الغير مسبقة الإجهاد على أي تسليح مسبقة الإجهاد. تتطلب البلاطات ثنائية الاتجاه مسبقة الإجهاد مستوى أدنى من الإجهاد الانضغاطي في الخرسانة نتيجة إجهاد فعال وفقاً للفقرة 8.6.2.1. يلزم تصميم بلاطات ثنائية الاتجاه مع أقل من هذا المستوى الأدنى من الضغط الأولي كخرسانية غير مسبقة الإجهاد.

**concrete, normalweight**—Normal weight concrete typically has a density (unit weight) between 2155 and 2560 kg/m<sup>3</sup>, and is normally taken as 2320 to 2400 kg/m<sup>3</sup>.

الخرسانية، الوزن الطبيعي - عادة ما تكون الخرسانة ذات الوزن الطبيعي (وحدة الوزن) بين 2155 و 2560 kg/m<sup>3</sup>، وعادة ما يتم أخذها من 2320 إلى 2400 kg/m<sup>3</sup>.

**concrete, plain**—The presence of reinforcement (nonprestressed or prestressed) does not exclude the member from being classified as plain concrete.

الخرسانية، العادية - لا يؤدي وجود التسليح (غير مسبقة الإجهاد أو مسبقة الإجهاد) إلى استبعاد العنصر من تصنيفه كخرسانية عادية.

**concrete, prestressed**—The term “prestressed concrete” includes members with unbonded tendons or bonded prestressing reinforcement. Although the behavior of a prestressed member with unbonded tendons may vary from that of members with bonded prestressed reinforcement, bonded and unbonded prestressed concrete are combined with conventionally reinforced concrete under the generic term “reinforced concrete.” Provisions common to both prestressed and conventionally reinforced concrete are integrated to avoid overlapping and conflicting provisions.

الخرسانية، مسبقة الإجهاد - يشمل مصطلح "الخرسانية سابقة الإجهاد" العناصر ذات كابلات الشد المرتبطة أو للتسليح مسبقة الإجهاد الغير مرتبطة. على الرغم من أن سلوك العنصر مسبقة الإجهاد مع كابلات الشد الغير مرتبطة قد يختلف عن سلوك العناصر الذين لديهم تسليح مسبقة الإجهاد، يتم الجمع بين الخرسانة سابقة الإجهاد المرتبطة والغير مرتبطة بالخرسانية المسلحة التقليدية تحت مصطلح عام "الخرسانية المسلحة". الأحكام الشائعة لكل من الخرسانة سابقة الإجهاد والخرسانية المسلحة متكاملة لتجنب الأحكام المتداخلة والمتناقضة.



## CODE

### الكود

**concrete, precast**—concrete element cast elsewhere than its final position in the structure.

**الخرسانة، مسبقة الصب** - عنصر خرساني مصبوب في مكان آخر غير موقع المنشأ.

**concrete, reinforced**—concrete reinforced with at least the minimum amounts of nonprestressed or prestressed reinforcement required by this Code.

**الخرسانة، المسلحة** - خرسانة مسلحة مع أقل كمية من التسليح مسبق أو غير مسبق الإجهاد التي يتطلبها هذا الكود.

**concrete, sand-lightweight**—lightweight concrete containing only normalweight fine aggregate that conforms to ASTM C33 and lightweight coarse aggregate that conforms to **ASTM C330**.

**خرسانة رمل خفيفة الوزن** - خرسانة خفيفة الوزن تحتوي فقط على الوزن الطبيعي للركام الناعم الذي يتطابق إلى ASTM C33 والركام الخشن الخفيف يتوافق مع ASTM C330.

**concrete, steel fiber-reinforced**—concrete containing a prescribed amount of dispersed, randomly oriented, discontinuous deformed steel fibers.

**الخرسانة، الياف الفولاذ-المسلحة** - الخرسانة التي تحتوي على الكمية الموصوفة من الياف الفولاذ الموزعة، الموجهة عشوائياً، المحلزنة الغير مستمرة.

**concrete-filled pipe piles**—steel pipe with a closed end that is driven for its full length in contact with the surrounding soil, or a steel pipe with an open end that is driven for its full length and the soil cleaned out; for both installation procedures, the pipe is subsequently filled with reinforcement and concrete.

أنابيب الخوازيق المملوءة بالخرسانة - أنابيب فولاذية ذات نهاية مغلقة يتم تشغيلها بطولها الكامل في اتصال مع التربة المحيطة ، أو أنابيب فولاذية ذات نهاية مفتوحة يتم تشغيلها بطولها الكامل وتنظيف التربة ؛ لكلا إجراءات التثبيت ، يتم تغطيتها في وقت لاحق مع التسليح والخرسانة.

**concrete strength, specified compressive, ( $f'_c$ )**—compressive strength of concrete used in design and evaluated in accordance with provisions of this Code, MPa; wherever the quantity  $f'_c$  is under a radical sign, the square root of numerical value only is intended, and the result has units of MPa.

**مقاومة الخرسانة للضغط، ( $f'_c$ )** - مقاومة الخرسانة للضغط المستخدمة في التصميم والتقييم وفقاً لأحكام هذا الكود، MPa ؛ أينما الكمية  $f'_c$  تحت علامة جذرية ، المقصود الجذر التربيعي للقيمة العددية فقط ، والنتيجة لديها وحدات MPa.

**connection**—region of a structure that joins two or more members; a connection also refers to a region that joins members of which one or more is precast.

**الوصلات** - وهي منطقة في المنشأ تضم اثنين أو أكثر من العناصر؛ تشير الوصلات أيضاً إلى منطقة تتضمن عناصر التي تصب في عنصر واحد أو أكثر.

## COMMENTARY

### التعليق

**concrete, reinforced**—Includes members satisfying the requirements for nonprestressed and prestressed concrete.

**الخرسانة، المسلحة** - تشمل العناصر تلبية متطلبات الخرسانة الغير مسبقة الإجهاد ومسبقة الإجهاد.

**concrete, sand-lightweight**—By Code terminology, sand-lightweight concrete is lightweight concrete with all of the fine aggregate replaced by sand. This definition may not be in agreement with usage by some material suppliers or contractors where the majority, but not all, of the lightweight fines are replaced by sand. For proper application of the Code provisions, the replacement limits should be stated, with interpolation if partial sand replacement is used.

**الخرسانة، الرمل خفيف الوزن** - من خلال المصطلحات الموضحة في الكود، خرسانة الرمل خفيفة الوزن هي خرسانة خفيفة الوزن مع استبدال كل ركام ناعم بالرمل. قد لا يتوافق هذا التعريف مع الاستخدام من قبل بعض موردي المواد أو المقاولين حيث يتم استبدال الأغلبية، ولكن ليس كلها، من ركام ناعم خفيف الوزن بالرمل. للتطبيق الصحيح لأحكام الكود، يجب ذكر حدود الاستبدال، مع الاستيفاء إذا تم استخدام استبدال جزئي للرمل.

**connection, ductile**—connection between one or more precast elements that experiences yielding as a result of the earthquake design displacements.

**الوصلات، المرنة** - وصلات بين عنصر واحد أو أكثر مسبق الصب التي تمر بتجربة الخضوع كنتاج للزلازل.

**connection, strong**—connection between one or more precast elements that remains elastic while adjoining members experience yielding as a result of earthquake design displacements.

**الوصلات، الصلبة** - وصلات بين عنصر واحد أو أكثر مسبق الصب التي لا تزال مرنة بينما العناصر المتجاورة تمر بتجربة الخضوع كنتاج للزلازل.

**construction documents**—written and graphic documents and specifications prepared or assembled for describing the location, design, materials, and physical characteristics of the elements of a project necessary for obtaining a building permit and construction of the project.

**وثائق البناء** - المستندات المكتوبة والتصويرية والموصوفة التي تم اعدادها أو تجميعها لوصف الموقع والتصميم والمواد والخصائص الفيزيائية للعناصر في مشروع ضروري للحصول على تصريح وبناء المشروع.

**contraction joint**—formed, sawed, or tooled groove in a concrete structure to create a weakened plane and regulate the location of cracking resulting from the dimensional change of different parts of the structure.

**فواصل الانكماش** - المكونة أو المشكلة أو المستخدمة في فواصل المنشأ الخرساني لإنشاء مستوى منتظم لموقع التشقق الناتج عن تغيير الأبعاد للأجزاء المختلفة من المنشأ.

**cover, specified concrete**—distance between the outermost surface of embedded reinforcement and the closest outer surface of the concrete.

**غطاء، الخرسانة المحددة** - المسافة بين السطح الخارجي من التسليح المتضمن والسطح الخارجي الأقرب للخرسانة.

**crosstie**—a continuous reinforcing bar having a seismic hook at one end and a hook not less than 90 degrees with at least a **6db** extension at the other end. The hooks shall engage peripheral longitudinal bars. The 90-degree hooks of two successive crossties engaging the same longitudinal bars shall be alternated end for end.

**المقبض (خطاف) (عكفة)** - سيخ تسليح مستمر يحتوي على عكفة زلزالية في نهاية واحدة و عكفة لا تقل عن 90 درجة مع امتداد على الأقل 6db في الطرف الآخر. العكفات يجب إشراك الاسياخ الطولية الطرفية. العكفات 90 درجة من اثنتين من العكفات المتعاقبة إشراك نفس الاسياخ الطولية يجب ان تكون متبادلة النهايات.

**cutoff point** —point where reinforcement is terminated

**نقطة القطع** - نقطة حيث يتم إنهاء التسليح



**D-region**—portion of a member within a distance  $h$  of a force discontinuity or a geometric discontinuity.

**منطقة D** - جزء من العنصر ضمن مسافة  $h$  من قوة الانقطاع أو انقطاع هندسي.

**design displacement**—total calculated lateral displacement expected for the design-basis earthquake.

**الإزاحة التصميمية** - الإزاحة الجانبية الكلية المحسوبة المتوقعة للأسس التصميمية للزلازل.

**design information**—project-specific information to be incorporated into construction documents by the licensed design professional, as applicable.

**معلومات التصميم** - المعلومات الخاصة بالمشروع التي سيتم دمجها في وثائق الإنشاء من قبل محترف التصميم المرخص، حسب الاقتضاء.

**design load combination**—combination of factored loads and forces.

**تركيب الاحمال التصميمية** - مجموعة من الاحمال والقوى المصعدة.

**design story drift ratio**—relative difference of design displacement between the top and bottom of a story, divided by the story height.

**نسبة الانحراف التصميمي للطابق** - اختلاف نسبي في الإزاحة التصميمية بين العلوي والسفلي للطابق، مقسومًا على ارتفاع الطابق.

**development length**—length of embedded reinforcement, including pretensioned strand, required to develop the design strength of reinforcement at a critical section.

**طول التثبيت** - طول التسليح المغمر، بما في ذلك كابل مسبق الشد، مطلوب لتثبيت المقاومة التصميمية للتسليح في المقطع الحرج.

**discontinuity**—abrupt change in geometry or loading.

**عدم الاستمرارية** - تغيير مفاجئ في الأبعاد الهندسة أو التحميل.

**distance sleeve**—sleeve that encases the center part of an undercut anchor, a torque-controlled expansion anchor, or a displacement-controlled expansion anchor, but does not expand.

**مسافة الجلبة (الجزء الانبوبي المعدني)** - الجلبة التي تغلف الجزء المركزي من المسمار الارتدادي أو مسمار التمديد التي يتحكم فيها بعزم الدوران أو مسمار التمدد الخاضعة للإزاحة، ولكنها لا تتوسع.

**design displacement**—The design displacement is an index of the maximum lateral displacement expected in design for the design-basis earthquake. In documents such as **ASCE/SEI 7** and the International Building Code, the design displacement is calculated using static or dynamic linear elastic analysis under code-specified actions considering effects of cracked sections, effects of torsion, effects of vertical forces acting through lateral displacements, and modification factors to account for expected inelastic response. The design displacement generally is greater than the displacement calculated from design-level forces applied to a linear-elastic model of the building.

**الإزاحة التصميمية** - يعتبر الإزاحة التصميمية مؤشرًا للإزاحة الجانبية القصوى المتوقعة في أساسيات التصميم في الزلازل. في مستندات مثل **ASCE / SEI 7** وكود البناء الدولي، يتم حساب الإزاحة التصميمية باستخدام تحليل مرن خطي استاتيكي أو ديناميكي تحت إجراءات يحددها الكود نظرًا لتأثيرات المقاطع المتشققة، تأثيرات الالتواء، تأثيرات القوى الرأسية التي تعمل من خلال الإزاحة الجانبية، ومعاملات التعديل لحساب الاستجابة غير المرنة المتوقعة. عادة ما يكون الإزاحة التصميمية أكبر من الإزاحة المحسوبة من قوى مستوى التصميم المطبقة على نموذج مرن خطي للمبنى.

**drilled piers or caissons**—cast-in-place concrete foundation elements with or without an enlarged base (bell) constructed by excavating a hole in the ground and filling with reinforcement and concrete. Drilled piers or caissons are considered as uncased cast-in-place concrete drilled or augured piles, unless they have permanent steel casing, in which case they are considered as metal cased concrete piles.

ركائز أو قيسونات محفورة - عناصر أساسات خرسانية مصبوبة في الموقع مع أو بدون قاعدة موسعة (جرس) ، يتم بناؤها عن طريق حفر حفرة في الأرض وملء مع التسليح والخرسانة. تُعتبر الركائز أو القيسونات المحفورة بمثابة خوازيق من الخرسانة المصبوبة في الموقع دون حفر ، ما لم يكن لديهم غلاف صلب دائم ، وفي هذه الحالة يتم اعتبارها خوازيق خرسانية معدنية مغلفة.

**drop panel**—projection below the slab used to reduce the amount of negative reinforcement over a column or the minimum required slab thickness, and to increase the slab shear strength.

سقوط البلاطة - إسقاط أسفل البلاطة المستخدمة لتقليل كمية التسليح السالب على عمود أو الحد الأدنى لسماكة البلاطة المطلوبة، ولزيادة مقاومة القص للبلاطة.

**duct**—conduit, plain or corrugated, to accommodate prestressing reinforcement for post-tensioning applications.

أنبوب - أنبوب، عادي أو مموج، لاستيعاب تسليح الإجهاد المسبق لتطبيقات الشد اللاحق.

**durability**—ability of a structure or member to resist deterioration that impairs performance or limits service life of the structure in the relevant environment considered in design.

المتانة - قدرة الهيكل أو العنصر على مقاومة التدهور الذي يضعف الأداء أو يحد من عمر الخدمة للمنشأ في البيئة ذات الصلة بالتصميم.

**edge distance**—distance from the edge of the concrete surface to the center of the nearest anchor.

مسافة الحافة - المسافة من حافة سطح الخرسانة إلى مركز أقرب مسمار.

**effective depth of section**—distance measured from extreme compression fiber to centroid of longitudinal tension reinforcement.

العمق الفعال للمقطع - المسافة المقاسة من الألياف الخارجية للضغط إلى مركز التسليح الطولي للشد.

**effective embedment depth**—overall depth through which the anchor transfers force to or from the surrounding concrete; effective embedment depth will normally be the depth of the concrete failure surface in tension applications; for cast-in headed anchor bolts and headed studs, the effective embedment depth is measured from the bearing contact surface of the head.

**العمق المغمور الفعال** - العمق الكلي الذي من خلاله يقوم المسمار بنقل القوة إلى أو من الخرسانة المحيطة؛ يكون العمق المغمور الفعال عادة هو عمق سطح انهيار الخرسانة في تطبيقات الشد؛ بالنسبة للمسامير المحلزنة التي تتركز على رأس المسمار، يتم قياس العمق المغمور الفعال من سطح التحميل المتلامس للرأس.

**effective prestress**—stress remaining in prestressed reinforcement after losses in 20.3.2.6 have occurred.

**الإجهاد المسبق الفعال** - الإجهاد المتبقي في تسليح الإجهاد المسبق بعد حدوث فواقد في 20.3.2.6.

**embedments**—items embedded in concrete, excluding reinforcement as defined in Chapter 20 and anchors as defined in Chapter 17. Reinforcement or anchors welded, bolted or otherwise connected to the embedded item to develop the strength of the assembly, are considered to be part of the embedment.

**العناصر المغمورة** - المواد المغمورة في الخرسانة، باستثناء التسليح كما تم تحديدها في الفصل 20 ومسامير التثبيت كما تم تحديدها في الفصل 17. يعتبر التسليح أو المسامير الملحومة أو المثبتة بمسامير أو الموصولة بأي شكل آخر بالبند المغمور لتطوير مقاومة التجميع، جزءاً من الغرز.

**embedments, pipe**—embedded pipes, conduits, and sleeves.

**العناصر المغمورة، الأنابيب، الأنابيب المغمورة، القنوات، والجلبات (جزء أنبوبي معدني).**

**effective embedment depth**—Effective embedment depths for a variety of anchor types are shown in Fig. R2.1. For post-installed mechanical anchors, the value  $h_{ef}$  is obtained from the ACI 355.2 product evaluation report provided by the manufacturer.

**العمق المغمور الفعال** - ترد في الشكل R2.1 أعماق الغرز الفعالة لمجموعة متنوعة من أنواع المسامير. بالنسبة للمسامير الميكانيكية المثبتة لاحقة التثبيت، يتم الحصول على القيمة  $h_{ef}$  من تقرير تقييم المنتج ACI 355.2 المقدم من الشركة المصنعة.

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

**effective stiffness**- stiffness of a structural member accounting for cracking, creep, and other nonlinear effects.

الجساءة الفعالة لعنصر أنشائي بحسب التشققات والزحف والتأثيرات غير الخطية الأخرى.

**embedment length**—length of embedded reinforcement provided beyond a critical section.

طول الغمر - يوفر طول التسليح المغمورة ماعدا المقطع الحرج.

**equilibrium density**—density of lightweight concrete determined in accordance with **ASTM C567** after exposure to a relative humidity of  $50 \pm 5$  percent and a temperature of  $73.5 \pm 3.5^{\circ}\text{F}$  for a period of time sufficient to reach constant density.

كثافة الاتزان - كثافة الخرسانة خفيفة الوزن المحددة وفقا لـ **ASTM C567** بعد التعرض للرطوبة النسبية  $50 \pm 5$  في المئة ودرجة حرارة  $73.5 \pm 3.5$  درجة فهرنهايت لفترة زمنية طويلة للوصول إلى الكثافة الثابتة.

## CODE

### الكود

**expansion sleeve**—outer part of an expansion anchor that is forced outward by the center part, either by applied torque or impact, to bear against the sides of the predrilled hole. See also anchor, expansion.

**جلبة (جزء انبوبي معدني) التمدد** - الجزء الخارجي من المسمار الموسع يتم إجبارها للخارج على الجزء الأوسط، إما عن طريق عزم دوران أو قوة الصدم، للتأثير على جوانب الثقب الممسوح مسبقاً. انظر أيضاً مسمار، والتوسع.

**extreme tension reinforcement**—layer of prestressed or nonprestressed reinforcement that is the farthest from the extreme compression fiber.

**تسليح الشد الخارجي** - طبقة من التسليح للاجهاد المسبق أو الغير المسبق، وهي أبعد ما تكون عن الياف الضغط القصوى.

**finite element analysis**—a numerical modeling technique in which a structure is divided into a number of discrete elements for analysis.

**تحليل العناصر المحدود** - تقنية نموذجية رقمية في تحليل المنشآت حيث يتم تقسيم المنشأ إلى عدد من العناصر المنفصلة للتحليل.

**five percent fractile**—statistical term meaning 90 percent confidence that there is 95 percent probability of the actual strength exceeding the nominal strength.

**5% جزء** - مصطلح إحصائي يعني 90% من الثقة بأن هناك احتمال 95% من القوة الفعلية التي تتجاوز القوة الاسمية.

**foundation seismic ties**—elements used to sufficiently interconnect foundations to act as a unit. Elements may consist of grade beams, slabs-on ground, or beams within a slab-on-ground.

شدادات الاساسات الزلزالية - عناصر تستخدم لربط الاساسات بما يكفي لتعمل كوحدة واحدة. قد تتكون العناصر من كمرات متدرجة أو بلاطات أرضية أو كمرات داخل بلاطات أرضية.

**headed deformed bars**—deformed bars with heads attached at one or both ends.

**أسياخ ملحزنة ذات رأس** - أسياخ ملحزنة بها رؤوس متصلة في أحد الطرفين أو كلاهما.

**headed bolt**—cast-in steel anchor that develops its tensile strength from the mechanical interlock provided by either a head or nut at the embedded end of the anchor.

**مسمار ذات رأس** - مسمار الصلب المصبوب الذي يطور مقاومة الشد من التشابك الميكانيكي الذي يوفره إما الرأس أو الصامول عند الطرف المثبت في المسمار.

## COMMENTARY

### التعليق

**five percent fractile**—The determination of the coefficient  $K_{05}$  associated with the 5 percent fractile,  $x - K_{05}s_s$ , depends on the number of tests,  $n$ , used to calculate the sample mean,  $\bar{x}$ , and sample standard deviation,  $s_s$ . Values of  $K_{05}$  range, for example, from 1.645 for  $n = \infty$ , to 2.010 for  $n = 40$ , and 2.568 for  $n = 10$ . With this definition of the 5 percent fractile, the nominal strength in Chapter 17 is the same as the characteristic strength in ACI 355.2 and ACI 355.4.

**5% جزء** - يعتمد تحديد معامل  $K_{05}$  المرتبط بـ 5% ،  $x - K_{05}s_s$  على عدد الاختبارات ،  $n$  ، المستخدمة في حساب متوسط العينة ،  $\bar{x}$  ، والانحراف المعياري للعينة ،  $s_s$ . قيم نطاق  $K_{05}$  ، على سبيل المثال ، من 1.645 لـ  $n = \infty$  ، إلى 2.010 لـ  $n = 40$  ، و 2.568 لـ  $n = 10$ . مع هذا التعريف من 5% fractile ، تكون القوة الاسمية في الفصل 17 هي نفس خاصية المقاومة في ACI 355.2 و ACI 355.4.

**headed deformed bars**—The bearing area of a headed deformed bar is, for the most part, perpendicular to the bar axis. In contrast, the bearing area of the head of headed stud reinforcement is a nonplanar spatial surface of revolution, as shown in Fig. R20.5.1. The two types of reinforcement differ in other ways. The shanks of headed studs are smooth, not deformed as with headed deformed bars. The minimum net bearing area of the head of a headed deformed bar is permitted to be as small as four times the bar area. In contrast, the minimum stud head area is not specified in terms of the bearing area, but by the total head area which must be at least 10 times the area of the shank

**أسياخ ملحزنة ذات رأس** - منطقة التحميل للسبيخ الملحزن برأس هي في العموم متعامدة مع محور السبيخ. على النقيض من ذلك، فإن منطقة التحميل لتسليح المسمار ذات رأس هي سطح دوراني غير مسطح، كما هو موضح في الشكل R20.5.1. يختلف نوعا التسليح بطرق أخرى. السيقان للمسامير ذات رأس تكون ناعمة، وليست ملحزنة كما هو الحال مع أسياخ ملحزنة ذات رأس. الحد الأدنى لمنطقة التحميل الصافية للسبيخ الملحزن برأس مسموح أن يكون صغيراً مثل أربعة أضعاف مساحة السبيخ. في المقابل، لا يتم تحديد الحد الأدنى لمساحة مسمار ذو الرأس من ناحية منطقة التحميل، ولكن من خلال مساحة الرأس الإجمالية التي يجب أن تكون على الأقل 10 أضعاف مساحة الساق

**headed stud**—a steel anchor conforming to the requirements of AWS D1.1 and affixed to a plate or similar steel attachment by the stud arc welding process before casting; also referred to as a **welded headed stud**.

**مسمار ذات رأس** - مسمار الصلب المطابق لمتطلبات AWS D1.1 ومثبتة على صفيحة أو ملحق فولاذي مشابه بعملية اللحام بالقوس الدائري قبل الصب؛ يشار إليها أيضا باسم مسمار ذات رأس ملحوم.

**headed shear stud reinforcement**—reinforcement consisting of individual headed studs or groups of studs, with anchorage provided by a head at each end, or by a head at one end and a common base rail consisting of a steel plate or shape at the other end.

**تسليح مسمار القص** - التسليح يتألف من مسمار ذات رأس مستقل أو مجموعات من المسمار، مع تثبيت المسمار بواسطة الرأس في كل طرف، أو بواسطة الرأس في أحد الأطراف وقضيب أساسي مشترك يتكون من صفيحة فولاذية أو شكل في الطرف الآخر.

**hooked bolt**—cast-in anchor anchored mainly by bearing of the 90-degree bend (L-bolt) or 180-degree bend (J-bolt) against the concrete, at its embedded end, and having a minimum  $e_h$  equal to  $3d_a$ .

**مسمار ذات عكفة** - مسمار مصبوب مثبت بشكل رئيسي عن طريق تحميل منحنى 90 درجة (L-bolt) أو منحنى 180 درجة (J-bolt) ضد الخرسانة، عند طرفها المغمر، ولها حد أدنى  $e_h$  يساوي  $3d_a$ .

**hoop**—closed tie or continuously wound tie, made up of one or several reinforcement elements, each having seismic hooks at both ends. A closed tie shall not be made up of interlocking headed deformed bars. See 25.7.4.

**طوق** - شداد مغلق أو شداد بشكل مستمر، تتكون من عنصر واحد أو عدة عناصر مسلحة، كل منها يحتوي على خطافات زلزالية عند كلا الطرفين. لا يجب أن يتكون الشداد المقفل من أسياخ محلزنة متشابكة. انظر 25.7.4.

**inspection**—observation, verification, and required documentation of the materials, installation, fabrication, erection, or placement of components and connections to determine compliance with construction documents and referenced standards.

**الإشراف** - المراقبة والتحقق والتوثيق المطلوب للمواد أو التركيب أو التصنيع أو التشييد أو وضع المكونات والوصلات لتحديد مدى الالتزام بوثائق الإنشاء والمعايير المرجعية.

**inspection, continuous**—the full-time observation, verification, and required documentation of work in the area where the work is being performed.

**الإشراف المستمر** - المراقبة المستمرة، والتحقق، والتوثيق المطلوب للعمل في المنطقة التي يجري فيها العمل.

**inspection, periodic**—the part-time or intermittent observation, verification, and required documentation of work in the area where the work is being performed.

**الإشراف، الدوري** - المراقبة الجزئية أو المتقطعة، والتحقق، والتوثيق المطلوب للعمل في المنطقة التي يجري فيها العمل.

**isolation joint**—separation between adjoining parts of a concrete structure, usually a vertical plane at a designed location such as to interfere least with performance of the structure, yet such as to allow relative movement in three directions and avoid formation of cracks elsewhere in the concrete, and through which all or part of the bonded reinforcement is interrupted.

**فاصل العزل** - الفصل بين العقد المجاورة للمنشأ الخرساني، عادة ما تكون مستوية رأسية في موقع مصمم بحيث تتداخل مع أداء المنشأ، على الأقل مثل السماح بالحركة النسبية في ثلاثة اتجاهات وتجنب تشكيل التشققات في مكان آخر في الخرسانة، والتي من خلالها توقف كل أو جزء من التسليح المترابط التي تتقاطع.

**jacking force**—in prestressed concrete, temporary force exerted by a device that introduces tension into prestressing reinforcement.

**قوة الرفع** - في الخرسانة سابقة الإجهاد، القوة المؤقتة التي تمارسها أداة تدخل الشد في تسليح الإجهاد المسبق.

**joint**—portion of structure common to intersecting members

**مفصل** - جزء من الهيكل المشترك للعناصر المتقاطعة.

**licensed design professional**—an individual who is licensed to practice structural design as defined by the statutory requirements of the professional licensing laws of the state or jurisdiction in which the project is to be constructed, and who is in responsible charge of the structural design.

**محترف التصميم المرخص** - شخص مستقل يكون مرخص لممارسة التصميم الإنشائي كما هو معروف في المتطلبات القانونية لقوانين الترخيص المهنية للدولة أو الاختصاص القضائي الذي يتم فيه بناء المشروع، ومن المسؤول عن التصميم الإنشائي.

**load**—forces or other actions that result from the weight of all building materials, occupants, and their possessions, environmental effects, differential movement, and restrained dimensional changes; permanent loads are those loads in which variations over time are rare or of small magnitude; all other loads are variable loads.

**الحمولات** - القوى أو ردود الأفعال الأخرى التي تنتج عن وزن جميع مواد البناء والشاغلين وممتلكاتهم والآثار البيئية والازاحات المتفاوتة وتغيرات الأبعاد المقيدة؛ الأحمال الدائمة هي تلك الأحمال التي تكون فيها التغيرات على مدار الوقت نادرة أو ذات حجم صغير؛ جميع الأحمال الأخرى هي الأحمال المتغيرة.

**joint**—The effective cross-sectional area of a joint of a special moment frame,  $A_j$ , for shear strength computations is given in 18.8.4.3.

**مفصل** - المساحة الفعالة للمقطع العرضي لمفصل من إطار عزم خاص،  $A_j$  ، لحسابات قوة القص في 18.8.4.3.

**licensed design professional**—May also be referred to as “registered design professional” in other documents; a licensed design professional in responsible charge of the design work is often referred to as the “engineer of record” (EOR).

**محترف تصميم مرخص** - قد يشار إليه أيضًا باسم "محترف تصميم مسجل" في مستندات أخرى ؛ غالبًا ما يشار إلى محترف التصميم المرخص المسؤول عن أعمال التصميم باسم "مهندس السجل" (EOR).

**loads**—A number of definitions for loads are given as the Code contains requirements that are to be met at various load levels. The terms “dead load” and “live load” refer to the unfactored, sometimes called “service” loads specified or defined by the general building code. Service loads (loads without load factors) are to be used where specified in the Code to proportion or investigate members for adequate serviceability. Loads used to proportion a member for adequate strength are defined as factored loads. Factored loads are service loads multiplied by the appropriate load factors for required strength except Wind and Earthquake which are already specified as strength loads in ASCE/SEI 7. The factored load terminology clarifies where the load factors are applied to a particular load, moment, or shear value as used in the Code provisions.



## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**load, dead**—(a) the weights of the members, supported structure, and permanent attachments or accessories that are likely to be present on a structure in service; or (b) loads meeting specific criteria found in the general building code; without load factors.

**الحمل، الميت** - (أ) أوزان العناصر، منشأ مدعم، والملحقات أو الملحقات الدائمة التي يحتمل أن تكون موجودة على منشأ في الخدمة؛ أو (ب) معايير الأحمال المجتمعة المحددة الموجودة في كود البناء العام؛ دون معاملات الحمل.

**load, factored**—load, multiplied by appropriate load factors.

**الحمل، المصعد** - الحمل المضاعف، مضروبة في معاملات الحمولة المناسبة.

**load, live**—(a) load that is not permanently applied to a structure, but is likely to occur during the service life of the structure (excluding environmental loads); or (b) loads meeting specific criteria found in the general building code; without load factors.

**الحمل، الحي** - (أ) حمل لا يتم تطبيقها بشكل دائم على منشأ، ولكن من المرجح أن يحدث خلال عمر الخدمة للمنشأ (باستثناء الأحمال البيئية)؛ أو (ب) معايير الأحمال المجتمعة المحددة الموجودة في كود البناء العام؛ دون معاملات الحمل.

**load, roof live**—a load on a roof produced: (a) during maintenance by workers, equipment, and materials, and (b) during the life of the structure by movable objects, such as planters or other similar small decorative appurtenances that are not occupancy related; or loads meeting specific criteria found in the general building code; without load factors.

**الحمل، الحي للسقف الأخير** - حمل على سقف منتج: (أ) أثناء الصيانة من قبل العمال، والمعدات، والمواد، و (ب) خلال عمر المنشأ من قبل الأشياء المنقولة، مثل المزارعون أو غيرها من ملحقات الزينة الصغيرة المماثلة التي ليس لها صلة؛ أو معايير الأحمال المجتمعة المحددة الموجودة في كود البناء العام؛ دون معاملات الحمل.

**load, service**—all loads, static or transitory, imposed on a structure or element thereof, during the operation of a facility, without load factors.

**الحمل، الخدمي** - جميع الأحمال، الثابتة أو المؤقتة، المفروضة على منشأ أو عنصر منها، أثناء تشغيل المرفق، دون معاملات الحمل.

**load path**—sequence of members and connections designed to transfer the factored loads and forces in such combinations as are stipulated in this Code, from the point of application or origination through the structure to the final support location or the foundation.

**مسار الحمل** - تسلسل العناصر والوصلات المصممة لنقل الأحمال والقوى المصعدة في مثل هذه التراكيب كما هو منصوص عليه في هذا الكود، من نقطة التطبيق أو نقطة الأصل خلال المنشأ إلى موقع التدعيم النهائي أو الأساس.

**load, superimposed dead**—dead loads other than the self-weight that are present or are considered in the design.

**الأحمال، الميتة المترابطة** - الأحمال الميتة بخلاف الوزن الذاتي الموجودة أو التي تم اعتبارها في التصميم.

**الأحمال** - يتم إعطاء عدد من التعريفات للأحمال كالمطلوبات المحتوية في الكود التي يجب الاستيفاء بها عند مستويات الحمل المختلفة. تشير مصطلحات "الحمولة الميتة" و "الحمولة الحية" إلى الأحمال غير مصعدة، والتي يطلق عليها أحياناً "الخدمة" التي يحددها أو يستخدمها كود المبنى العام. يجب استخدام أحمال الخدمة (الأحمال بدون معاملات الحمل) حيثما تم تحديدها في الكود لتناسب العناصر أو التحقق منهم بشأن إمكانية الخدمة الكافية. يتم تحميل الأحمال المستخدمة لتناسب العنصر للحصول على قوة كافية كأحمال مصعدة. الأحمال المصعدة هي أحمال الخدمة مضروبة في معاملات الحمل المناسب للقوة المطلوبة باستثناء الرياح والزلازل التي تم تحديدها بالفعل كأحمال قوة في ASCE / SEI 7. توضح مصطلحات الحمولة المصعدة حيث يتم تطبيق معاملات الحمل على حمل معين أو عزم أو قص كقيمة مستخدمة في أحكام الكود.

## CODE

### الكود

**load effect** —forces and deformations produced in structural members by applied loads or restrained volume changes.

تأثير الحمل - القوة والتشوهات التي يتم إنتاجها في العناصر الانشائية بواسطة الأحمال المطبقة أو تغييرات الحجم المقيدة.

**Manufacturer's Printed Installation Instructions (MPII)**—published instructions for the correct installation of an adhesive anchor under all covered installation conditions as supplied in the product packaging.

تعليمات التثبيت المطبوعة للشركة الصانعة (MPII) - تعليمات منشورة للتثبيت الصحيح لمسمار لاصق تحت جميع شروط التثبيت المغطاة كما هو موضح في عبوة المنتج.

**metal cased concrete piles**—thin-walled steel pipe, steel shell, or spiral-welded metal casing with a closed end that is driven for its full length in contact with the surrounding soil, left permanently in place, and subsequently filled with reinforcement and concrete.

خوازيق خرسانية معدنية - أنابيب فولاذية رقيقة الجدران ، أو غلاف فولاذي ، أو غلاف معدني ملحوم لولبيًا ذو نهاية مغلقة يتم تحريكه بطول كامل عند ملاسته للتربة المحيطة ، ويترك في مكانه بشكل دائم ، ومليًا بعد ذلك بالتسليح والخرسانة .

**modulus of elasticity**—ratio of normal stress to corresponding strain for tensile or compressive stresses below proportional limit of material.

معامل المرونة - نسبة الإجهاد الطبيعي إلى الإجهاد المقابل لأجهادات الشد أو الضغط تحت الحد النسبي للمادة.

**moment frame**—frame in which beams, slabs, columns, and joints resist forces predominantly through flexure, shear, and axial force; beams or slabs are predominantly horizontal or nearly horizontal; columns are predominantly vertical or nearly vertical.

إطار العزم - الإطار الذي تقاوم فيه الكمرات والبلاطات والأعمدة والوصلات القوى في الغالب من خلال الانحناء والقص والقوة المحورية؛ تكون الكمرات أو البلاطات في الغالب أفقية أو شبه أفقية؛ الأعمدة هي في الغالب عمودية أو شبه عمودية.

**moment frame, intermediate**—cast-in-place beam column frame or two-way slab-column frame without beams complying with 18.4.

إطار العزم، المتوسط - إطار عمود - كمرة مصبوب في الموقع أو إطار عمود - بلاطة في اتجاهين بدون كمرات تتوافق مع 18.4.

**moment frame, ordinary**—cast-in-place or precast concrete beam-column or slab-column frame complying with 18.3.

إطار العزم، العادي - إطار عمود - كمرة مصبوب في الموقع أو سابق الصب أو إطار عمود - بلاطة يتوافق مع 18.3.

## COMMENTARY

### التعليق

**load effect**—Stresses and strains are directly related to forces and deformations and are considered as load effects.

تأثير الحمل - ترتبط الاجهادات والانفعالات مباشرة بالقوى والتشوهات وتعتبر تأثيرات الحمل.

**moment frame, special**—cast-in-place beam-column frame complying with 18.2.3 through 18.2.8; and 18.6 through 18.8. A precast beam-column frame complying with 18.2.3 through 18.2.8 and 18.9.

**إطار العزم، الخاص** - إطار عمود - كمرّة مصبوب في الموقع يتوافق مع 18.2.3 حتى 18.2.8؛ و 18.6 حتى 18.8. إطار عمود - كمرّة مسبّق الصب يتوافق مع 18.2.3 حتى 18.2.8 و 18.9.

**net tensile strain**—the tensile strain at nominal strength exclusive of strains due to effective prestress, creep, shrinkage, and temperature.

**أنفعال الشد الصافي** - انفعال الشد في القوة الاسمية باستثناء الانفعالات بسبب الإجهاد المسبق الفعال والزحف والانكماش والحرارة.

**nodal zone**—volume of concrete around a node that is assumed to transfer strut-and-tie forces through the node.

**منطقة العقدة** - حجم الخرسانة حول عقدة يفترض أن تنقل قوى الركيزة والشدّاد عبر العقدة.

**node**—point in a strut-and-tie model where the axes of the struts, ties, and concentrated forces acting on the joint intersect.

**عقدة** - نقطة في نموذج الركيزة والشدّاد حيث محاور الركائز والشدّادات والقوى المركزة تعمل على التقاطع المشترك.

**one-way construction**—members designed to be capable of supporting all loads through bending in a single direction; see also **two-way construction**.

**بناء أحادي الاتجاه** - عناصر مصممة تكون قادرين على دعم جميع الأحمال من خلال الانحناء في اتجاه واحد؛ انظر أيضاً البناء في اتجاهين.

**node, curved bar**—the bend region of a continuous reinforcing bar (or bars) that defines a node in a strut-and-tie model.

**عقدة ، سبيخ منحنى** - منطقة الانحناء للسبيخ (أو قضبان) التسليح المستمر يحدد عقدة في نموذج ركيزة - شدّاد.

**pedestal**—member with a ratio of height-to-least lateral dimension less than or equal to 3 used primarily to support axial compressive load; for a tapered member, the least lateral dimension is the average of the top and bottom dimensions of the smaller side.

**قاعدة علوية** - عنصر ذات نسبة من الارتفاع إلى البعد الجانبي أقل من أو تساوي 3 المستخدمة أولاً لدعم حمل الضغط المحوري؛ لعنصر مدبب، فإن البعد الجانبي الأقل هو متوسط الأبعاد العليا والسفلية للجانِب الأصغر.

**panel, shotcrete mockup**—a shotcrete specimen that simulates the size and detailing of reinforcement in a proposed structural member for preconstruction evaluation of the nozzle operator's ability to encase the reinforcement.

**بلاطة ، نموذج الخرسانة المرشوشة** - عينة من الخرسانة المرشوشة التي تحاكي حجم وتفصيل التسليح في عنصر أنشائي مقترح لتقييم ما قبل البناء لقدرة مشغل الفوهة على تثبيت التسليح

**one-way construction**—Joists, beams, girders, and some slabs and foundations are considered one-way construction.

**البناء في اتجاه واحد** - الأعصاب، الكمرات، الكمرات الرئيسية، وبعض البلاطات والأساسات تعتبر بناء أحادية الاتجاه.

**panel, shotcrete mockup**—Shotcrete mockup panels are used for preconstruction evaluation and are either sawed or cored, or both, to evaluate if the reinforcement has been adequately encased.

**بلاطة ، نموذج الخرسانة المرشوشة** - تُستخدم البلاطات المكوّنة من الخرسانة المرشوشة المقدّمة للتقييم المسبق للبناء وهي إما منشأراً أو محفوراً ، أو كلاهما ، لتقييم ما إذا كان التسليح مُغلّفاً بشكل مناسب.

## CODE

### الكود

**panel, shotcrete test**—a shotcrete specimen prepared in accordance with ASTM C1140 for evaluation of shotcrete.

بلاطة ، اختبار الخرسانة المرشوشة - عينة من الخرسانة المرشوشة تم تحضيرها وفقاً للمواصفة ASTM C1140 لتقييم الخرسانة المرشوشة.

**plastic hinge region**—length of frame element over which flexural yielding is intended to occur due to earthquake design displacements, extending not less than a distance  $h$  from the critical section where flexural yielding initiates.

منطقة المفصل اللدن - طول عنصر الإطار على انحناء الخضوع المقصود لتحداث بسبب الازاحات التصميمية الزلزالية، وتمتد لا تقل عن  $h$  المسافة من المقطع الحرج حيث بدايات انحناء الخضوع.

**post-tensioning**—method of prestressing in which prestressing reinforcement is tensioned after concrete has hardened.

الشد اللاحق- طريقة الإجهاد المسبق التي يتم فيها شد تسليح الإجهاد المسبق بعد أن تصلب الخرسانة.

**precompressed tension zone**—portion of a prestressed member where flexural tension, calculated using gross section properties, would occur under service loads if the prestress force was not present.

منطقة شد الضغط المسبق - جزء من عنصر الإجهاد المسبق حيث يحدث انحناء الشد، محسوباً باستخدام خصائص المقطع الكلي، تحت أحمال الخدمة إذا لم تكن قوة الإجهاد المسبق موجودة.

**pretensioning**—method of prestressing in which prestressing reinforcement is tensioned before concrete is cast.

الشد المسبق - طريقة الإجهاد المسبق التي يتم فيها شد تسليح الإجهاد المسبق قبل صب الخرسانة.

**projected area**—area on the free surface of the concrete member that is used to represent the greater base of the assumed rectilinear failure surface.

مساحة مسقطة - مساحة على السطح الحر لعنصر الخرسانة المستخدمة لتمثيل القاعدة الأكبر لسطح الانهيار المستقيم المفترض.

**projected influence area**—rectilinear area on the free surface of the concrete member that is used to calculate the bond strength of adhesive anchors.

منطقة التأثير المسقطة - منطقة مستقيمة على السطح الحر لعنصر الخرسانة المستخدمة في حساب قوة الربط للمسامير اللاصقة.

**precast concrete piles**—driven piles that may be either prestressed concrete or conventionally reinforced concrete.

خوازيق خرسانية مسبقة الصب - خوازيق مدفوعة قد تكون إما خرسانية سابقة الإجهاد أو خرسانية مسلحة تقليدياً.

## COMMENTARY

### التعليق

**panel, shotcrete test**—Shotcrete test panels are typically used to evaluate a shotcrete mixture, to qualify a nozzle operator, to verify surface finish, and to provide specimens for compressive or flexural strength testing.

اختبار بلاطات الخرسانة المرشوشة - تُستخدم اختبار بلاطات الخرسانة المرشوشة عادةً لتقييم خليط الخرسانة المرشوشة ، ولتأهيل مشغل فوهة ، وللتحقق من تشطيب السطح ، ولتقديم عينات لاختبار مقاومة الضغط أو مقاومة الانحناء.

## CODE

### الكود

**pryout strength, concrete**—strength corresponding to formation of a concrete spall behind short, stiff anchors displaced in the direction opposite to the applied shear force.

**مقاومة البري، للخرسانة** - المقاومة المقابلة لتشكيل قطعة خرسانية خلف المسامير القصيرة والمزاحة في الاتجاه المعاكس لقوة القص المطبقة.

**reinforcement**—steel element or elements embedded in concrete and conforming to 20.2 through 20.5. Prestressed reinforcement in external tendons is also considered reinforcement.

**التسليح** - عنصر من الصلب أو عناصر مغمورة في الخرسانة وتتطابق مع 20.2 حتى 20.5. يعتبر تسليح الإجهاد المسبق في كابلات الشد الخارجية أيضا تسليح.

**reinforcement, anchor**—reinforcement used to transfer the design load from the anchors into the structural member.

**تسليح، مسمار** - التسليح المستخدمة لنقل الحمل التصميمي من المسامير إلى العنصر الإنشائي.

**reinforcement, bonded prestressed**—pretensioned reinforcement or prestressed reinforcement in a bonded tendon.

**التسليح، الإجهاد المسبق المترابط** - تسليح ما قبل الشد أو تسليح الإجهاد المسبق في كابل الشد المترابط.

**reinforcement, deformed**—deformed bars, welded bar mats, deformed wire, and welded wire reinforcement conforming to 20.2.1.3, 20.2.1.5, or 20.2.1.7, excluding plain wire.

**حديد التسليح، المحلزن** - الأسياخ المحلزنة، الأسياخ الملحمة، والسلك المحلزن، وتسليح السلك الملح يتوافق مع 20.2.1.3، أو 20.2.1.5، أو 20.2.1.7، باستثناء الأسلاك العادية.

**reinforcement, nonprestressed**—bonded reinforcement that is not prestressed.

**تسليح، الإجهاد الغير مسبق** - التسليح المترابط يكون غير مسبق الإجهاد.

**reinforcement, plain**—bars or wires conforming to 20.2.1.4 or 20.2.1.7 that do not conform to definition of deformed reinforcement.

**التسليح، العادي** - أسياخ أو أسلاك مطابقة إلى 20.2.1.4 أو 20.2.1.7 التي لا تتوافق مع تعريف التسليح المحلزن.

**reinforcement, prestressed**—prestressing reinforcement that has been tensioned to impart forces to concrete.

**تسليح، الإجهاد المسبق** - تسليح الإجهاد المسبق الذي تم شده لإعطاء القوة إلى الخرسانة.

**reinforcement, prestressing**—high-strength reinforcement such as strand, wire, or bar conforming to 20.3.1.

**التسليح، الإجهاد المسبق** - تسليح ذات مقاومة عالية مثل كابل، سلك، أو سيخ تتوافق مع 20.3.1.

## COMMENTARY

### التعليق

**reinforcement, anchor**—Anchor reinforcement is designed and detailed specifically for the purpose of transferring anchor loads from the anchors into the member. Hair-pins are generally used for this purpose (refer to 17.4.2.9 and 17.5.2.9); however, other configurations that can be shown to effectively transfer the anchor load are acceptable.

**تسليح، مسمار** - تسليح المسمار هو مصمم ومفصل تفصيلا خاصا لغرض نقل أحمال المسمار من المسامير إلى العنصر. وتستخدم عموما الدبابيس لهذا الغرض (الرجوع إلى 17.4.2.9 و 17.5.2.9)؛ ومع ذلك، فإن عمليات التثبيت الأخرى التي يمكن إظهارها لنقل حمولة المسمار بشكل فعال مقبولة.

**reinforcement, deformed**—Deformed reinforcement is defined as that meeting the reinforcement specifications in the Code. No other reinforcement qualifies. This definition permits accurate statement of development lengths. Bars or wire not meeting the deformation requirements or welded wire reinforcement not meeting the spacing requirements are “plain reinforcement,” for code purposes, and may be used only for spirals.

**تسليح، محلزن** - التسليح المحلزن هو معرف عند استيفاء مواصفات التسليح في الكود. لا قيود للتسليح الآخر. هذا التعريف يسمح بتصريح دقيق لأطوال التثبيت. الأسياخ أو الأسلاك التي لا تستوفي متطلبات التشوه أو تسليح الأسلاك الملحومة التي لا تستوفي متطلبات التباعد هي "تسليح بسيط" لأغراض الكود، ويمكن استخدامها فقط في الحلزونات.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**reinforcement, supplementary**—reinforcement that acts to restrain the potential concrete breakout but is not designed to transfer the design load from the anchors into the structural member.

**التسليح، الإضافي** - التسليح الذي يعمل على مقاومة اختراق الخرسانة المحتمل ولكنه غير مصمم لنقل حمولة التصميم من المسامير إلى العنصر الإنشائي.

**reinforcement, welded deformed steel bar mat**—mat conforming to 20.2.1.5 consisting of two layers of deformed bars at right angles to each other welded at the intersections.

**حديد التسليح، سيج فولاذي محلزن ملحوم للبشة** - اللبشة تتفق مع 20.2.1.5 تتكون من طبقتين من الاسياخ المحلزنة بزوايا قائمة على بعضها البعض ملحومة عند التقاطعات.

**reinforcement, welded wire**—plain or deformed wire fabricated into sheets or rolls conforming to 20.2.1.7.

**التسليح، والأسلاك الملحومة** - الأسلاك العادية أو المحلزنة المصنعة في صفائح أو لفات تتطابق مع 20.2.1.7.

**Seismic Design Category**—classification assigned to a structure based on its occupancy category and the severity of the design earthquake ground motion at the site, as defined by the general building code. Also denoted by the abbreviation SDC.

**تصنيف التصميم الزلزالي** - التصنيف المعين لقاعدة المنشأ على تصنيف الإشغال وشدة الحركة الأرضية الزلزالية في الموقع، كما هو محدد في كود البناء العام. تدل أيضا على الاختصار SDC.

**seismic-force-resisting system**—portion of the structure designed to resist earthquake effects required by the general building code using the applicable provisions and load combinations.

**نظام مقاومة الزلازل** - جزء من المنشأ المصمم لمقاومة تأثيرات الزلازل التي يتطلبها كود البناء العام باستخدام الشروط المطبقة وتركيب الأحمال.

**seismic hook**—hook on a stirrup, hoop, or crosstie having a bend not less than 135 degrees, except that circular hoops shall have a bend not less than 90 degrees; hooks shall have an extension of at least  $6d_b$ , but not less than 75 mm. The hooks shall engage the longitudinal reinforcement and the extension shall project into the interior of the stirrup or hoop.

**عكفة زلزالية** - عكفة على الكانة، أو طوق، أو عكفة له انحناء لا يقل عن 135 درجة، فيما عدا أن الأطواق الدائرية يجب أن يكون لها انحناء لا يقل عن 90 درجة؛ يجب أن يكون للعكفات امتداد لا يقل عن  $6d_b$ ، ولكن لا يقل عن 75 مم. يجب على العكفات أن تشترك في التسليح الطولي وأن يتم التمديد في داخل الكانة أو الطوق.

**shear cap**—projection below the slab used to increase the slab shear strength.

**تاج القص** - إسقاط أسفل البلاطة المستخدمة لزيادة مقاومة البلاطة للقص.

**reinforcement, supplementary**—Supplementary reinforcement has a configuration and placement similar to anchor reinforcement but is not specifically designed to transfer loads from the anchors into the member. Stirrups, as used for shear reinforcement, may fall into this category.

**التسليح، الإضافي** - التسليح الإضافي لديه ترتيب ومكان مماثل للتسليح المسمار ولكنه غير مصمم بشكل محدد لنقل الأحمال من المسامير إلى العنصر. قد تندرج الكانات، المستخدمة في تسليح القص، ضمن هذه الفئة.



## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**sheathing**—material encasing prestressing reinforcement to prevent bonding of the prestressing reinforcement with the surrounding concrete, to provide corrosion protection, and to contain the corrosion-inhibiting coating.

**تغليف** - مادة تغلف تسليح الإجهاد المسبق لمنع ترابط تسليح الإجهاد المسبق بالخرسانة المحيطة بها، لتوفير الحماية من التآكل، واحتواء طلاء مانع للتآكل.

**shotcrete**—mortar or concrete placed pneumatically by high velocity projection from a nozzle onto a surface.

الخرسانة المرشوشة - المونة أو الخرسانة الموضوعة بالهواء المضغوط عن طريق الإسقاط بسرعة عالية من فوهة على السطح.

**shotcrete, dry-mix**—shotcrete in which most of the mixing water is added to the concrete ingredients at the nozzle.

الخرسانة المرشوشة ، المخلوطة الجافة - الخرسانة المرشوشة التي يضاف فيها معظم ماء الخلط إلى المكونات الخرسانية في الفوهة

**shotcrete, wet-mix**—shotcrete in which the concrete ingredients, including water, are mixed before introduction into the delivery hose.

الخرسانة المرشوشة ، الرطبة المخلوطة - الخرسانة المرشوشة التي يتم فيها خلط المكونات الخرسانية ، بما في ذلك الماء ، قبل إدخالها في خرطوم التوصيل.

**side-face blowout strength, concrete**—strength of anchors with deep embedment and thin side-face cover such that spalling occurs on the side face around the embedded head without breakout occurring at the top concrete surface.

**مقاومة الانفجار الجانبي، للخرسانة** - مقاومة المسامير مع الغمر العميق والغطاء الجانبي الرفيع للوجه بحيث يحدث الكسر على الوجه الجانبي حول الرأس المغمور دون حدوث كسر في السطح العلوي الخرساني.

**slab-beam strip**—in two-way prestressed slabs, the width of the floor system, including both the slab and beam if applicable, bounded laterally by adjacent panel centerlines for an interior slab-beam strip, or by adjacent panel centerline and slab edge for an exterior slab-beam strip.

شريحة بلاطة - كمر - في بلاطات سابقة الإجهاد ذات اتجاهين ، يكون عرض نظام السطح ، بما في ذلك كل من البلاطة والكمرة ، إن أمكن ، محدداً بشكل جانبي بخطوط مركزية للبلاطة المجاورة لشريحة كمر داخلية للبلاطة ، أو بواسطة خط الوسط للبلاطة المجاورة وحافة البلاطة المجاورة لشريحة كمر - بلاطة الخارجي.

**spacing**—center-to-center distance between adjacent items, such as longitudinal reinforcement, transverse reinforcement, prestressing reinforcement, or anchors.

**التباعد** - المسافة من المركز إلى المركز بين العناصر المتجاورة، مثل التسليح الطولي أو التسليح العرضي أو تسليح الإجهاد المسبق أو المسامير.

**spacing, clear**—least dimension between the outermost surfaces of adjacent items.

**التباعد، الصافي** - أقل بعد بين السطوح الخارجية للعناصر المتجاورة.

**span length**—distance between supports.

**طول البحر** - المسافة بين الركائز.

**sheathing**—Typically, sheathing is a continuous, seamless, high-density polyethylene material extruded directly on the coated prestressing reinforcement.

**تغليف** - عادة ما يكون التغليف عبارة عن مادة البولي إيثيلين المستمرة والمتينة وعالية الكثافة المبتوقة مباشرة على تسليح مغلف مسبقة الإجهاد.

**shotcrete**—Terms such as gunfire and sprayed concrete are sometimes used to refer to shotcrete.

الخرسانة المرشوشة - تستخدم مصطلحات مثل إطلاق النار والخرسانة المقذوفة أحياناً للإشارة إلى الخرسانة المرشوشة.



## CODE

### الكود

**special seismic systems**—structural systems that use special moment frames, special structural walls, or both.

أنظمة زلزالية خاصة - أنظمة أنشائية تستخدم إطارات العزم الخاصة أو جدران هيكليّة خاصة أو كليهما.

**specialty insert**—predesigned and prefabricated cast-in anchors specifically designed for attachment of bolted or slotted connections.

أدراج خاص - مسامير مسبقة الصنع ومبسقة الصب مصممة خصيصاً لتوصيل الوصلات المثبتة أو المدمجة.

**specialty engineer**—a licensed design professional to whom a specific portion of the design work has been delegated.

مهندس متخصص — محترف التصميم المرخص تم تفويض جزء معين من أعمال التصميم له

**spiral reinforcement**—continuously wound reinforcement in the form of a cylindrical helix.

التسليح الحلزوني - تسليح بشكل مستمر في شكل حلزون أسطواني.

**splitting tensile strength ( $f_{ct}$ )**—tensile strength of concrete determined in accordance with **ASTM C496** as described in **ASTM C330**.

مقاومة الشد التشققية ( $f_{ct}$ ) - تم تحديد مقاومة الشد للخرسانة وفقاً للمواصفة **ASTM C496** كما هو موضح في **ASTM C330**.

**steel element, brittle**—element with a tensile test elongation of less than 14 percent, or reduction in area of less than 30 percent at failure.

عنصر الصلب، هش (غير متين) - عنصر مع استطالة اختبار الشد أقل من 14 في المئة، أو انخفاض في مساحة أقل من 30 في المئة عند الانهيار.

**steel element, ductile**—element with a tensile test elongation of at least 14 percent and reduction in area of at least 30 percent; steel element meeting the requirements of **ASTM A307** shall be considered ductile; except as modified by for earthquake effects, deformed reinforcing bars meeting the requirements of **ASTM A615**, **A706**, or **A955** shall be considered as ductile steel elements.

عنصر الفولاذ، مرن - عنصر باستطالة اختبار الشد بنسبة 14 في المائة على الأقل وتخفيض في مساحة لا تقل عن 30 في المائة؛ عنصر الحديد الذي يفي بمتطلبات المواصفة **ASTM A307** يعتبر قابلاً للسحب. باستثناء ما يتم تعديله حسب التأثيرات الناتجة عن الزلازل، يجب اعتبار أسياخ التسليح المحلزنة التي تستوفي متطلبات المواصفة **ASTM A615** أو **A706** أو **A955** كعنصر فولاذية مرنة.

**stirrup**—reinforcement used to resist shear and torsion forces in a member; typically, deformed bars, deformed wires, or welded wire reinforcement either single leg or bent into L, U, or rectangular shapes and located perpendicular to, or at an angle to, longitudinal reinforcement. See also **tie**.

الكانات - التسليح المستخدم لمقاومة قوى القص والالتواء في العنصر؛ عادة ما تكون الأسياخ المحلزنة أو الأسلاك المحلزنة أو تسليح الأسلاك الملحومة إما ساق واحدة أو منثنية إلى أشكال L أو U أو مستطيلة وتقع عمودياً على، أو في زاوية، إلى التسليح الطولي. انظر أيضاً الشدّاد.

## COMMENTARY

### التعليق

**specialty insert**—Specialty inserts are devices often used for handling, transportation, erection, and anchoring elements specialty inserts are not within the scope of this Code.

إدراج خاص — المدرجات المتخصصة عبارة عن أجهزة تستخدم غالباً للمناولة والنقل والتركيب وعناصر الربط ليست المدرجات المتخصصة ضمن نطاق هذا الكود.

**steel element, brittle**—The 14 percent elongation should be measured over the gauge length specified in the appropriate ASTM standard for the steel.

عنصر الفولاذ، هش (غير متين) - يجب قياس الاستطالة 14 ٪ على طول المقياس المحدد في المعيار المناسب لـ **ASTM** للفولاذ.

**steel element, ductile**—The 14 percent elongation should be measured over the gauge length specified in the appropriate ASTM standard for steel. Due to concerns over fracture in cut threads, it should be verified that threaded deformed reinforcing bars satisfy the strength requirements of **25.5.7.1**.

عنصر الفولاذ، المرن - يجب قياس استطالة 14 ٪ على طول المقياس المحدد في المعيار المناسب لـ **ASTM** للفولاذ. بسبب المخاوف من الكسر في الخيوط المقطوعة، يجب التحقق من أن أسياخ التسليح المحلزنة الملولبة تستوفي متطلبات قوة **25.5.7.1**.

**stirrup**—The term “stirrup” is usually applied to transverse reinforcement in beams or slabs and the term “ties” or “hoops” to transverse reinforcement in compression members.

الكانات - عادة ما يطبق مصطلح "الكانات" على التسليح العرضي في الكمرات أو البلاطات ومصطلح "الشدادات" أو "الأطواق" للتسليح العرضي في عناصر الضغط.

## CODE

### الكود

**strength, design**—nominal strength multiplied by a strength reduction factor  $\phi$ .

**المقاومة التصميمية** - المقاومة الاسمية مضروبة في معامل تقليل المقاومة  $\phi$ .

**strength, nominal**—strength of a member or cross section calculated in accordance with provisions and assumptions of the strength design method of this Code before application of any strength reduction factors.

**المقاومة، الاسمية** - مقاومة العنصر أو المقطع العرضي محسوباً وفقاً لأحكام وافتراسات طريقة تصميم المقاومة في هذا الكود قبل تطبيق أي معاملات لتخفيض المقاومة.

**strength, required**—strength of a member or cross section required to resist factored loads or related internal moments and forces in such combinations as stipulated in this Code.

**المقاومة المطلوبة** - مقاومة العنصر أو المقطع العرضي المطلوب لمقاومة الأحمال المصعدة أو العزوم والقوى الداخلية المتصلة في مثل هذه التراكيب كما هو منصوص عليه في هذا الكود.

**stretch length**—length of anchor, extending beyond concrete in which it is anchored, subject to full tensile load applied to anchor, and for which cross-sectional area is minimum and constant.

**طول التمدد** - طول المسمار، يمتد إلى ما وراء الخرسانة حيث يتم تثبيته، ويخضع لحمل الشد الكامل المطبق على المسمار، والتي تكون مساحة المقطع العرضي فيها ثابتة وقليلة.

**structural concrete**—concrete used for structural purposes, including plain and reinforced concrete.

**المنشآت الخرسانية** - الخرسانة المستخدمة للأغراض الإنشائية، بما في ذلك الخرسانة العادية والمسلحة.

**structural diaphragm**—member, such as a floor or roof slab, that transmits forces acting in the plane of the member to vertical elements of the lateral-force-resisting system. A structural diaphragm may include chords and collectors as part of the diaphragm.

**الغشاء الإنشائي** - عضو، مثل الأرضية أو السقف، الذي ينقل القوى التي تعمل في مستوى العنصر إلى العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية. قد يشمل الغشاء الإنشائي الكابلات والمجمعات كجزء من الغشاء الإنشائي.

## COMMENTARY

### التعليق

**strength, nominal**—Nominal or specified values of material strengths and dimensions are used in the calculation of nominal strength. The subscript  $n$  is used to denote the nominal strengths; for example, nominal axial load strength  $P_n$ , nominal moment strength  $M_n$ , and nominal shear strength  $V_n$ . For additional discussion on the concepts and nomenclature for strength design, refer to the **Commentary of Chapter 22**.

**المقاومة الاسمية** - القيم الاسمية أو المحددة لمقاومة المواد وأبعادها تستخدم في حساب المقاومة الاسمية. يُستخدم الرتبة  $n$  للإشارة إلى نقاط المقاومة الاسمية؛ على سبيل المثال، مقاومة الحمل المحورية الاسمية  $P_n$ ، مقاومة العزم الاسمية  $M_n$ ، ومقاومة القص الاسمية  $V_n$ . لمزيد من المناقشة حول المفاهيم والتصنيفات للمقاومة التصميمية، ارجع إلى شرح الفصل 22.

**strength, required**—The subscript  $u$  is used only to denote the required strengths; for example, required axial load strength  $P_u$ , required moment strength  $M_u$ , and required shear strength  $V_u$ , calculated from the applied factored loads and forces. The basic requirement for strength design may be expressed as follows: design strength  $\geq$  required strength; for example,  $\phi P_n \geq P_u$ ;  $\phi M_n \geq M_u$ ;  $\phi V_n \geq V_u$ . For additional discussion on the concepts and nomenclature for strength design, refer to the **Commentary of Chapter 22**.

**المقاومة، المطلوبة** - يتم استخدام علامة  $u$  فقط للدلالة على نقاط المقاومة المطلوبة؛ على سبيل المثال، حمل المقاومة المحورية المطلوبة  $P_u$ ، مقاومة العزم المطلوبة  $M_u$ ، ومقاومة القص المطلوبة  $V_u$ ، محسوبة من الأحمال والقوى المتحصلة عليها. يمكن التعبير عن المتطلبات الأساسية للمقاومة التصميمية على النحو التالي: قوة التصميمية  $\leq$  القوة المطلوبة؛ على سبيل المثال  $\phi P_n \geq P_u$ ;  $\phi M_n \geq M_u$ ;  $\phi V_n \geq V_u$ . لمزيد من المناقشة حول المفاهيم والتصنيفات للمقاومة التصميمية، ارجع إلى شرح الفصل 22.

**stretch length**—Length of an anchor over which inelastic elongations are designed to occur under earthquake loadings. Examples illustrating stretch length are shown in Fig. R17.2.3.4.3.

**طول التمدد** - طول المسمار التي تم تصميم الاستطالات غير المرنة لتحدث تحت الحمولات الزلزالية. على سبيل المثال الشكل الذي يوضح طول التمدد موضح في الشكل. R17.2.3.4.3

**structural integrity**—ability of a structure through strength, redundancy, ductility, and detailing of reinforcement to redistribute stresses and maintain overall stability if localized damage or significant overstress occurs.

**التكامل الإنشائية** - قدرة المنشأ من خلال المقاومة، التكرار، الليونة، وتفصيل التسليح لإعادة توزيع الاجهادات والحفاظ على الاستقرار العام إذا حدث تلف موضعي أو أجهادات عالية.

**structural system**—interconnected members designed to meet performance requirements.

**النظام الإنشائي** - عناصر مترابطة مصممة لتلبية متطلبات الأداء.

**structural truss**—assemblage of reinforced concrete members subjected primarily to axial forces.

**جملون أنشائي** - تجميع أعضاء الخرسانة المسلحة المعرضين أساساً للقوى المحورية.

**structural wall**—wall proportioned to resist combinations of shears, moments, and axial forces in the plane of the wall; a shear wall is a structural wall.

**جدار أنشائي (جدار القص)** - جدار مناسب لمقاومة تراكيب القص، العزوم، والقوى المحورية في مستوى الجدار؛ جدار القص هو الجدار الإنشائي.

**structural wall, ordinary reinforced concrete**—a wall complying with **Chapter 11**.

**جدار القص، الخرسانة المسلحة العادية** - الجدار المطابق للفصل 11.

**structural wall, ordinary plain concrete**—a wall complying with **Chapter 14**.

**جدار القص، الخرسانة الغير مسلحة العادية** - الجدار المطابق للفصل 14.

**structural wall, intermediate precast**—a wall complying with **18.5**.

**جدار القص، متوسط مسبق الصب** - جدار يتناسب مع 18.5.

**structural wall, intermediate precast**—Requirements of 18.5 are intended to result in an intermediate precast structural wall having minimum strength and toughness equivalent to that for an ordinary reinforced concrete structural wall of cast-in-place concrete. A precast concrete wall not satisfying the requirements of 18.5 is considered to have ductility and structural integrity less than that for an intermediate precast structural wall.

**جدار القص، متوسط مسبق الصب** - يقصد بالمتطلبات 18.5 أن ينتج جدار القص المتوسط مسبق الصب يحتوي على أدنى مقاومة وصلابة تكافئ ذلك الجدار القص الخرساني المسلح العادي للخرسانة المصبوبة في الموقع. يعتبر الجدار الخرساني مسبق الصب الذي لا يفي بمتطلبات 18.5 أن يكون لديه ليونة وتكامل إنشائي أقل من جدار القص المتوسط مسبق الصب.

**structural wall, special**—a cast-in-place structural wall in accordance with 18.2.3 through 18.2.8 and 18.10; or a precast structural wall in accordance with 18.2.3 through 18.2.8 and 18.11.

**جدار القص، الخاص** - جدار قص مصبوب في الموقع وفقاً لـ 18.2.3 حتى 18.2.8 و 18.10 ؛ أو جدار مسبق الصب حسب 18.2.3 حتى 18.2.8 و 18.11.

**structural wall, special**—Requirements of 18.2.3 through 18.2.8 and 18.11 are intended to result in a special precast structural wall having minimum strength and toughness equivalent to that for a special reinforced concrete structural wall of cast-in-place concrete.

**جدار القص، الخاص** - المتطلبات من 18.2.3 إلى 18.2.8 و 18.11 تهدف إلى إنشاء جدار قص خاص مسبق الصب يحتوي على أدنى مقاومة وصلابة يعادل ذلك الجدار القص الخرساني المسلح الخاص للخرسانة المصبوبة في الموقع.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**strut**—compression member in a strut-and-tie model representing the resultant of a parallel or a fan-shaped compression field.

**الركيزة -** عنصر ضغط في نموذج الركيزة والشدائد يمثل نتيجة منطقة الضغط المتوازية أو على شكل مروحة.

**strut, bottle-shaped**—strut that is wider at mid-length than at its ends.

**ركيزة، على شكل زجاجة -** ركيزة أوسع في منتصف الطول مقارنة بنهاياتها.

**strut-and-tie model**—truss model of a member or of a D-region in such a member, made up of struts and ties connected at nodes and capable of transferring the factored loads to the supports or to adjacent B-regions.

**نموذج الركيزة والشدائد -** نموذج الجمالون لعنصر أو منطقة D في مثل هذا العنصر، تتكون من الركائز والشدائد متصلة في العقد وقادرة على نقل الأحمال المصعدة إلى الركائز أو المناطق B المجاورة.

**strut, boundary**—strut located along the boundary of a member or discontinuity region.

**الركيزة ، حدود -** الركيزة يقع على طول حدود عنصر أو منطقة غير مستمرة

**strut, interior**—strut not located along the boundary of a member or discontinuity region.

**ركيزة ، داخلي -** ركيزة غير موجودة على طول حدود العنصر أو منطقة غير مستمرة

**tendon**—in post-tensioned members, a tendon is a complete assembly consisting of anchorages, prestressing reinforcement, and sheathing with coating for unbonded applications or ducts filled with grout for bonded applications.

**كابل الشد عناصر لاحقة الشد، كابل الشد هو عبارة عن تجميع كامل يتكون من مسامير، تسليح أجهاد مسبق، وتغليف مع طلاء للتطبيقات أو القنوات غير مترابطة بالجراوت للتطبيقات المترابطة.**

**tendon, bonded**—tendon in which prestressed reinforcement is continuously bonded to the concrete through grouting of ducts embedded within the concrete cross section.

**كابل الشد - المترابط -** كابل الشد الذي يتم فيه ربط التسليح للاجهاد المسبق باستمرار بالخرسانة من خلال حشو القنوات المغورة داخل المقطع العرضي الخرساني.

**tendon, external**—a tendon external to the member concrete cross section in post-tensioned applications.

**كابل الشد، خارجي -** كابل شد خارجي إلى المقطع العرضي للعناصر في تطبيقات لاحقة الشد.

**strut, boundary**—A boundary strut is intended to apply to the flexural compression zone of a beam, wall, or other member. Boundary struts are not subject to transverse tension and are therefore stronger than interior struts (Fig. R23.2.1).

**دعامة ، حدود —** المقصود دعامة حدودية تنطبق على منطقة الانضغاط المنحنية لكمر أو جدار أو عنصر آخر. الدعامات الحدودية لا تخضع للشد العرضي وبالتالي فهي أقوى من الدعامات الداخلية (الشكل R23.2.1).

**strut, interior**—Interior struts are subject to tension, acting perpendicular to the strut in the plane of the model, from shear (Fig. R23.2.1).

**ركيزة ، داخلي -** الدعامات الداخلية عرضة للشد ، تعمل بشكل عمودي على الدعامة في مستوى النموذج ، من القص (الشكل R23.2.1).

**tendon, external**—In new or existing post-tensioned applications, a tendon totally or partially external to the member concrete cross section, or inside a box section, and attached at the anchor device and deviation points.

**كابل الشد، الخارجي -** في التطبيقات الجديدة أو الحالية لاحقة الشد، وكابل الشد الخارجي كلياً أو جزئياً إلى المقطع العرضي للعنصر الخرساني، أو داخل المقطع الصندوقي، ومرفق في جهاز التثبيت ونقاط الانحراف.

**tendon, unbonded**—tendon in which prestressing reinforcement is prevented from bonding to the concrete. The prestressing force is permanently transferred to the concrete at the tendon ends by the anchorages only.

**كابل الشد، غير مترابط** - كابل الشد الذي يتم فيه منع التسليح للإجهاد المسبق من الارتباط بالخرسانة. يتم نقل القوة للإجهاد المسبق بشكل دائم إلى الخرسانة في نهايات كابل الشد بواسطة المثبتات فقط.

**tension-controlled section**—a cross section in which the net tensile strain in the extreme tension steel at nominal strength is greater than or equal to 0.005.

**مقطع الشد المتحكم** - مقطع عرضي يكون فيه أنفعال الشد في حديد الشد الخارجي عند مقاومة اسمية أكبر من أو يساوي 0.005.

**tie**—(a) loop of reinforcing bar or wire enclosing longitudinal reinforcement; a continuously wound transverse bar or wire in the form of a circle, rectangle, or other polygonal shape without reentrant corners enclosing longitudinal reinforcement; see also **stirrup, hoop**; (b) tension element in a strut-and-tie model.

**الشداد - (أ)** حلقة من سبيخ التسليح أو الأسلاك التي تتضمن تسليح طولية؛ أو سلك؛ سبيخ عرضي أو سلك بشكل مستمر على شكل دائرة أو مستطيل أو أي شكل مضلع آخر بدون زوايا تتضمن التسليح الطولي؛ انظر أيضا الكانة، الطوق؛ (ب) عنصر الشد في نموذج ركيزة-شداد.

**transfer**—act of transferring stress in prestressing reinforcement from jacks or pretensioning bed to concrete member.

**الانتقال** - نقل الإجهاد في تسليح الإجهاد المسبق من الرافعات أو أسطح الشد المسبق إلى عنصر خرساني.

**transfer length**—length of embedded pretensioned reinforcement required to transfer the effective prestress to the concrete.

**طول الانتقال** - الطول المغمور لتسليح الشد المسبق المطلوبة لنقل الإجهاد المسبق الفعال للخرسانة.

**two-way construction**—members designed to be capable of supporting loads through bending in two directions; some slabs and foundations are considered two-way construction. See also **one-way construction**.

**بناء ذو اتجاهين** - أعضاء مصممة لتكون قادرة على دعم الأحمال من خلال الانحناء في اتجاهين؛ وتعتبر بعض البلاطات والأساسات بناء في اتجاهين. انظر أيضا بناء في اتجاه واحد.

**uncased cast-in-place concrete drilled or augured piles**—piles with or without an enlarged base (bell) that are constructed by either drilling a hole in the ground, or by installing a temporary casing in the ground and cleaning out the soil, and subsequently filling the hole with reinforcement and concrete.

**خرسانة مصبوبة في الموقع غير مغطاة أو خوازيق محفورة** - خوازيق مع أو بدون قاعدة موسعة (جرس) يتم بناؤها إما عن طريق حفر حفرة في الأرض، أو عن طريق تثبيت غلاف مؤقت في الأرض وتنظيف التربة، وفي وقت لاحق ملء الحفرة مع التسليح والخرسانة.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**wall**—a vertical element designed to resist axial load, lateral load, or both, with a horizontal length-to-thickness ratio greater than 3, used to enclose or separate spaces.

**جدار** - عنصر رأسي مصمم لمقاومة الحمل المحوري، الحمل الجانبي، أو كليهما، ونسبة الطول الأفقي إلى السماكة تكون أكبر من 3، تستخدم لغلاق أو فصل المساحات.

**wall segment**—portion of wall bounded by vertical or horizontal openings or edges.

**مقطع الجدار** - جزء من الجدار تحده فتحات أو حواف عمودية أو أفقية.

**wall segment, horizontal**—segment of a structural wall, bounded vertically by two openings or by an opening and an edge.

**مقطع الجدار، أفقي** - مقطع الجدار الانشائي، يحده عمودياً بفتحتين أو بفتحة وحافة.

**wall segment, vertical**—segment of a structural wall, bounded horizontally by two openings or by an opening and an edge; wall piers are vertical wall segments.

**مقطع الجدار، عمودي** - مقطع جدار انشائي، يحده أفقياً بفتحتين أو بفتحة وحافة؛ ركانز الجدار هي القطاعات الرأسية للجدار.

**wall pier**—a vertical wall segment within a structural wall, bounded horizontally by two openings or by an opening and an edge, with ratio of horizontal length to wall thickness ( $\ell_w/b_w$ ) less than or equal to 6.0, and ratio of clear height to horizontal length ( $h_w/\ell_w$ ) greater than or equal to 2.0.

**ركائز الجدار** - مقطع الجدار الراسي داخل جدار انشائي، يحده أفقياً بفتحتين أو بفتحة وحافة، مع نسبة طول أفقية إلى سمك الجدار ( $\ell_w/b_w$ ) أقل من أو تساوي 6.0، ونسبة الارتفاع الصافي إلى الطول الأفقي ( $h_w/\ell_w$ ) أكبر من أو يساوي 2.0.

**water-cementitious materials ratio**—ratio of mass of water, excluding that absorbed by the aggregate, to the mass of cementitious materials in a mixture, stated as a decimal.

**نسبة المواد المائية - الاسمنتية** - نسبة كتلة الماء، باستثناء تلك التي يمتصها الركام، إلى كتلة المواد الإسمنتية في خليط، موضح كما هو عشري.

**work**—the entire construction or separately identifiable parts thereof that are required to be furnished under the construction documents.

**العمل** - البناء بأكمله أو الأجزاء القابلة للتحديد بشكل منفصل والتي يلزم تقديمها بموجب وثائق البناء.

**yield strength**—specified minimum yield strength or yield point of reinforcement; yield strength or yield point shall be determined in tension according to applicable ASTM standards as modified by this Code.

**مقاومة الخضوع** - حددت أقل مقاومة للخضوع أو نقطة خضوع التسليح؛ يتم تحديد مقاومة للخضوع أو نقطة خضوع التسليح وفقاً لمعايير ASTM المعمول بها وفقاً لهذا الكود.

**wall segment, horizontal**—A horizontal wall segment is shown in Fig. R18.10.4.5.

**مقطع الجدار، أفقي** - يظهر مقطع الجدار الأفقي في الشكل R18.10.4.5.

**wall pier**—Wall piers are vertical wall segments with dimensions and reinforcement intended to result in shear demand being limited by flexural yielding of the vertical reinforcement in the pier.

**ركائز الجدار** - ركانز الجدار هي مقاطع الجدار العمودي ذات أبعاد وتسليح تهدف إلى طلب القص أن يحد من خضوع الانحناء من التسليح الرأسي في الركيزة.



**CHAPTER 3—REFERENCED STANDARDS****3.1—Scope**

**3.1.1** Standards, or specific sections thereof, cited in this Code, including Annex, Appendixes, or Supplements where prescribed, are referenced without exception in this Code, unless specifically noted. Cited standards are listed in the following with their serial designations, including year of adoption or revision.

**الفصل 3 - معايير مرجعية****3.1.1 المجال**

**3.1.1** يشار إلى المعايير أو الأقسام ذات الموصفات المحددة في هذا الكود، بما في ذلك الإضافات أو الملحقات أو التكميلات التي تم تحديدها، دون استثناء في هذا الكود، ما لم يتم ذكرها بشكل محدد. يتم سرد المعايير المذكورة فيما يلي مع التسميات التسلسلية، بما في ذلك سنة الاعتماد أو المراجعة.

**3.2—Referenced standards****3.2.1 American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)**

LRFDUS-8—LRFD Bridge Design Specifications, 8<sup>th</sup> Edition, 2017, Articles 5.8.4.4.2, 5.8.4.4.3, and 5.8.4.5 LRFDCONS 4—LRFD Bridge Construction Specifications, Fourth Edition, 2017, Article 10.3.2.3

**3.2 المعايير المرجعية****3.2.1 الجمعية الأمريكية لطرق المرور والنقل الحكومية**

(AASHTO)LRFDUS-8) LRFD Bridge تصميم مواصفات تصميم LRFD Bridge ، الإصدار الثامن ، 2017 ، المقالات 5.8.4.4.2 ، 5.8.4.4.3 ، و 5.8.4.5 LRFDCONS 4 - مواصفات LRFD Bridge ، الإصدار الرابع ، 2017 ، المادة 10.3.2.3

**R 3—REFERENCED STANDARDS****R3.1—Scope**

**R3.1.1** In this Code, references to standard specifications or other material are to a specific edition of the cited document. This is done by using the complete serial designation for the referenced standard including the title that indicates the subject and year of adoption. All standards referenced in this Code are listed in this chapter, with the title and complete serial designation. In other sections of the Code, referenced standards are abbreviated to include only the serial designation without a title or date. These abbreviated references correspond to specific standards listed in this chapter.

**R 3 - معايير مرجعية****R3.1 المجال**

**R3.1.1** في هذا الكود ، تشير المرجعيات إلى الموصفات القياسية أو المواد الأخرى إلى طبعة محددة من الوثيقة المذكورة. يتم ذلك باستخدام تسمية التسلسل الكامل للمعيار المرجعي بما في ذلك العنوان الذي يشير إلى الموضوع وسنة التبنى. يتم سرد جميع المعايير المرجعية في هذا الكود في هذا الفصل، مع العنوان وتسمية التسلسل الكامل. في أقسام أخرى من الكود، يتم اختصار المعايير المرجعية لتشمل فقط تسمية التسلسل دون عنوان أو تاريخ. هذه المراجع المختصرة تتوافق مع الموصفات القياسية المدرجة في هذا الفصل.

**R3.2—Referenced standards****R3.2.1 American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)**

Three articles of the AASHTO LRFD Specifications for Highway Bridge Design (AASHTO LRFDUS) and one article of the AASHTO LRFD Construction Specifications (AASHTO LRFDCONS) are cited in Chapters 2 and 25 of this Code.

**R3.2 - المعايير المرجعية**

**R3.2.1** يرد في الفصلين 2 و 25 من هذا الكود ثلاث مواد من مواصفات AASHTO LRFD تصميم جسور الطرق السريعة (AASHTO LRFDUS) ومقال واحد من AASHTO LRFD مواصفات البناء (AASHTO LRFDCONS).



## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

### 3.2.2 American Concrete Institute (ACI)

301M-16—Specifications for Structural Concrete, Article 4.2.3  
318.2-19—Building Code Requirements for Concrete Thin Shells and Commentary  
332M-14—Residential Code Requirements for Structural Concrete and Commentary  
355.2-19—Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary  
355.4M-11—Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete  
369.1M-17—Standard Requirements for Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings (369.1M- 17) and Commentary  
374.1-05—Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing  
423.7-14—Specification for Unbonded Single-Strand Tendon Materials  
437.2M-13—Code Requirements for Load Testing of Existing Concrete Structures and Commentary  
550.3M-13—Design Specification for Unbonded Post Tensioned Precast Concrete Special Moment Frames Satisfying ACI 374.1 and Commentary  
550.4M-18—Qualification of Precast Concrete Diaphragm Connections and Reinforcement at Joints for Earthquake Loading and Commentary  
550.5M-18—Code Requirements for the Design of Precast Concrete Diaphragms for Earthquake Motions and Commentary  
ITG-5.1M-07—Acceptance Criteria for Special Unbonded Post-Tensioned Precast Structural Walls Based on Validation Testing  
ITG-5.2-09—Requirements for Design of a Special Unbonded Post-Tensioned Precast Wall Satisfying ACI  
ITG-5.1 and Commentary

### 3.2.2 المعهد الأمريكي للخرسانة

4.2.3 (ACI)301M-16 - مواصفات الخرسانة الإنشائية ، المادة 4.2.3  
19-318.2 - متطلبات كود البناء لللباطات الرقيقة الخرسانية والتعليق  
M-14332 - متطلبات كود السكن للخرسانة الإنشائية والتعليق  
19-355.2 - تأهيل المسامير الميكانيكية لاحقة التثبيت في الخرسانة والتعليق  
M-11355.4 - تأهيل المسامير اللاصقة المثبتة في الخرسانة  
M-17369.1 - المتطلبات القياسية للتقييم الزلزالي وتعديل المباني الخرسانية الحالية (M- 17369.1) والتعليق  
05-374.1 - معايير القبول لإطارات العزوم المعتمدة على الاختبار الإنشائي  
14-423.7 - مواصفات مواد كوابل الشد المترابطة الاحادية  
M-13437.2 - متطلبات الكود الخاصة باختبار الحمل للمنشآت الخرسانية الموجودة والتعليقات  
M-13550.3 - مواصفات التصميم لإطارات العزوم الخرسانية سابقة الصب غير مترابطة والتي تستوفي ACI 374.1 والتعليق  
M-18550.4 - تأهيل توصيلات الغشاء الإنشائي الخرساني سابقة الصب والتلبيح عند المفاصل لتحميل الزلازل والتعليق عليها  
M-18550.5 - متطلبات الكود لتصميم أغشية إنشائية للخرسانة مسبقة الصب لحركات الزلازل والتعليق  
ITG-5.1M-07 - معايير القبول للجدران الإنشائية مسبقة الصب غير مترابطة الخاصة لاحقة الشد بناءً على اختبار التحقق من الصحة  
ITG-5.2-09 - متطلبات تصميم جدار مسبق الصب غير مترابط مسبق الصب  
ACHTG-5.1 والتعليق

### R3.2.2 American Concrete Institute (ACI)

Article 4.2.3 of ACI 301 is referenced for the method of mixture proportioning cited in 26.4.3.1(b). Prior to 2014, the provisions of ACI 318.2 were specified in Chapter 19 of the ACI 318 Building Code. ACI 355.2 contains qualification requirements for testing and evaluating post-installed expansion and undercut anchors for use in both cracked and uncracked concrete. ACI 355.4 contains qualification requirements for testing and evaluating adhesive anchors for use in both cracked and uncracked concrete. ACI 423.7 requires the use of encapsulated tendon systems for applications subject to this Code.

### R3.2.2 المعهد الأمريكي للخرسانة

R3.2.2 يشار إلى المادة 4.2.3 من ACI 301 لطريقة نسب الخلط المذكورة في 26.4.3.1(b). قبل عام 2014، تم تحديد أحكام ACI 318.2 في الفصل 19 من كود البناء ACI 318. يحتوي ACI 355.2 على متطلبات التأهيل لاختبار وتقييم مسامير التوسعات والارتدادات للشد اللاحق للاستخدام في كل من الخرسانة المتشققة وغير المتشققة. يحتوي ACI 355.4 على متطلبات التأهيل لاختبار وتقييم المسامير اللاصقة لاستخدامها في كل من الخرسانة المتشققة وغير المتشققة. يتطلب ACI 423.7 استخدام أنظمة كابل الشد المغلفة للتطبيقات الخاضعة لهذا الكود.

## CODE

### الكود

#### 3.2.3 American Society of Civil Engineers (ASCE)

ASCE/SEI 7-16—Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, Sections 2.3.2, Load Combinations Including Flood Loads; and 2.3.3, Load Combinations Including Atmospheric Ice Loads

**3.2.3 الجمعية الأمريكية للمهندسين المدنيين (ASCE) / SEI 7-16** - الأحمال التصميمية الدنيا للمباني والهياكل الأخرى ، الأقسام 2.3.2 ، تراكيب الحمل بما في ذلك أحمال الفيضان ؛ و 2.3.3 ، تراكيب الأحمال بما في ذلك الأحمال الجليدية في الغلاف الجوي

#### 3.2.4 ASTM International

A184/A184M-17—Standard Specification for Welded Deformed Steel Bar Mats for Concrete Reinforcement

A307-14e1—Standard Specification for Carbon Steel Bolts, Studs, and Threaded Rod 60000 PSI Tensile Strength

A370-18—Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products

A416/A416M-18—Standard Specification for Low Relaxation, Seven-Wire Steel Strand for Prestressed Concrete

A421/A421M-15—Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete, including Supplementary Requirement SI, Low-Relaxation Wire and Relaxation Testing

A615/A615M-18e1—Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement

A706/A706M-16—Standard Specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement

A722/A722M-18—Standard Specification for Uncoated High-Strength Steel Bars for Prestressing Concrete

A767/A767M-16—Standard Specification for Zinc Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement

A775/A775M-17—Standard Specification for Epoxy Coated Steel Reinforcing Bars

A820/A820M-16—Standard Specification for Steel Fibers for Fiber-Reinforced Concrete

A884/A884M-14—Standard Specification for Epoxy Coated Steel Wire and Welded Wire Reinforcement

A934/A934M-16—Standard Specification for Epoxy Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars

A955/A955M-18b—Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Bars for Concrete Reinforcement

A970/A970M-18—Standard Specification for Headed Steel Bars for Concrete Reinforcement, including Annex A1 Requirements for Class HA Head Dimensions

A996/A996M-16—Standard Specification for Rail-Steel and Axle-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement

A1022/A1022M-16b—Standard Specification for Deformed and Plain Stainless Steel Wire and Welded Wire for Concrete Reinforcement

A1035/A1035M-16b—Standard Specification for Deformed and Plain, Low-Carbon, Chromium, Steel Bars for Concrete Reinforcement

A1044/A1044M-16a—Standard Specification for Steel Stud Assemblies for Shear Reinforcement of Concrete

A1055/A1055M-16—Standard Specification for Zinc and Epoxy Dual-Coated Steel Reinforcing Bars

A1060/A1060M-16b—Standard Specification for zinc Coated (Galvanized) Steel Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete

A1064/A1064M-18a—Standard Specification for Carbon-Steel Wire and Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete

## COMMENTARY

### التعليق

#### R3.2.3 American Society of Civil Engineers (ASCE)

The two specific sections of ASCE 7 are referenced for the purposes cited in 5.3.9 and 5.3.10.

**R3.2.3 الجمعية الأمريكية للمهندسين المدنيين (ASCE)** تتم الإشارة إلى القسمين المحددين من ASCE 7 للأغراض المذكورة في 5.3.9 و 5.3.10.

#### R3.2.4 ASTM International

The ASTM standards listed are the latest editions at the time these code provisions were adopted. ASTM standards are revised frequently relative to the revision cycle for the Code. Current and historical editions of the referenced standards can be obtained from ASTM International. Use of an edition of a standard other than that referenced in the Code obligates the user to evaluate if any differences in the nonconforming edition are significant to use of the standard. Many of the ASTM standards are combined standards as denoted by the dual designation, such as ASTM A36/ A36M. For simplicity, these combined standards are referenced without the metric (M) designation within the text of the Code and Commentary. In this provision, however, the complete designation is given because that is the official designation for the standard.

**R3.2.4 ASTM الدولية** تعتبر معايير ASTM المدرجة هي أحدث الإصدارات في الوقت الذي تم فيه اعتماد أحكام الكود. تتم مراجعة معايير ASTM بشكل متكرر نسبة إلى دورة المراجعة الخاصة بالكود. يمكن الحصول على الإصدارات الحالية والتاريخية للمعايير المرجعية من ASTM العالمية. استخدام نسخة من معيار آخر غير تلك المشار إليها في "تعليمات الكود" يلزم على المستخدم بتقييم ما إذا كانت هناك أي اختلافات في الإصدار غير المطابقة المستوفاة إلى استخدام المعيار. العديد من معايير ASTM هي معايير مجمعة كما هو موضح بالتسمية المزدوجة، مثل ASTM A36 / A36M. بالنسبة إلى التبسيط، يتم الإشارة إلى هذه المعايير المجمعة بدون تعيين المقياس (M) في نص الكود والتعليق. ومع ذلك، يتم إعطاء تعيين كامل لأن هذا هو التعيين الرسمي للمعيار.

### 3.2.4 ASTM الدولية

- A184M-17 / A184 المواصفات القياسية لفرش أسياخ الحديد المحلزنة الملحومة لتسليح الخرسانة
- A307-14E1 المواصفات القياسية لمسامير الصلب الكربوني ، الكابلات ، وقضبان الاسلاك PSI 60000 قوة الشد
- A370-18 طرق الاختبار القياسية وتعريفات الاختبارات الميكانيكية للمنتجات الفولاذية
- A416M-18 / A416 المواصفات القياسية للاستطالة المنخفضة ، للكابلات الصلب السبعة والاسلاك للخرسانة سابقة الإجهاد
- A421M-15 / A421 المواصفات القياسية للأسلاك الفولاذية غير المغطاة بالإجهاد للخرسانة سابقة الإجهاد ، بما في ذلك المتطلبات الإضافية SI والأسلاك منخفضة الاستطالة واختبار الاستطالة
- A615M-18E1 / A615 المواصفات القياسية لاسياخ الفولاذ الكربوني المحلزنة والعادية لتسليح الخرسانة
- A706M-16 / A706 المواصفات القياسية لاسياخ الفولاذية المنخفضة المحلزنة والعادية لتسليح الخرسانة
- A722M-18 / A722 المواصفات القياسية لاسياخ الحديد عالية المقاومة غير مغطاه للخرسانة سابقة الإجهاد
- A767M-16 / A767 المواصفات القياسية لاسياخ الحديد المطلي بالزنك (المجلفن) لتسليح الخرسانة
- A775M-17 / A775 المواصفات القياسية لاسياخ حديد التسليح المطلي بالإبوكسي
- A820M-16 / A820 المواصفات القياسية للألياف الفولاذية للخرسانة المسلحة بالألياف
- A884M-14 / A884 المواصفات القياسية للأسلاك الفولاذية المطلية بالإبوكسي وتسليح الأسلاك الملحومة
- A934M-16 / A934 المواصفات القياسية لاسياخ التسليح المصنوعة مسبقاً من الصلب المطلي بالإبوكسي
- A955M-18b / A955 المواصفات القياسية لاسياخ الفولاذ المقاوم للصدأ المحلزنة والعادية لتسليح الخرسانة
- A970M-18 / A970 المواصفات القياسية لاسياخ الحديد المغطاة بتسليح الخرسانة ، بما في ذلك متطلبات الملحق A1 لأبعاد رأس الفنة
- A996M-16 / HAA996 المواصفات القياسية لاسياخ المحلزنة المصنوعة من الحديد والصلب والمحور لتسليح الخرسانة
- A1022M-16b / A1022 المواصفات القياسية لأسلاك الفولاذ المقاوم للصدأ المحلزنة والعادية والأسلاك الملحومة لتسليح الخرسانة
- A1035M-16b / A1035 المواصفات القياسية لاسياخ المحلزنة وعادية ومنخفضة الكربون والكروم والصلب لتسليح الخرسانة
- A1044M-16a / A1044 المواصفات القياسية لتجميعات مسمار الصلب لتسليح القص من الخرسانة
- A1055M-16 / A1055 المواصفات القياسية لاسياخ التسليح المصنوعة من الصلب المطلي بالزنك والإبوكسي
- A1060M-16b / A1060 المواصفات القياسية لتسليح الأسلاك الملحومة بالزنك المطلي بالزنك (المجلفن) ، عادي ومحلزن ، للخرسانة
- A1064M-18a / A1064 المواصفات القياسية لأسلاك الصلب الكربوني والأسلاك الملحومة ، عادي ومحلزن ، للخرسانة

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

C29/C29M-17a—Standard Test Method for Bulk Density (“Unit Weight”) and Voids in Aggregate  
C31/C31M-19—Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field  
C33/C33M-18—Standard Specification for Concrete Aggregates  
C39/C39M-18—Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens  
C42/C42M-18a—Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete  
C94/C94M-18—Standard Specification for Ready-Mixed Concrete  
C138-17a—Standard Test Method for Density (Unit Weight), Yield, and Air Content (Gravimetric) of Concrete  
C150/C150M-19a—Standard Specification for Portland Cement  
C172/C172M-17—Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete  
C173/C173M-16—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Volumetric Method  
C192-18—Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory  
C231/C231M-17a—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method  
C260/C260M-10a(2016)—Standard Specification for Air Entraining Admixtures for Concrete  
C330/C330M-17a—Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete  
C469/C469M-14—Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson’s Ratio of Concrete in Compression  
C494/C494M-17—Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete  
C567/C567M-14—Standard Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete  
C595/C595M-19—Standard Specification for Blended Hydraulic Cements  
C618-19—Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete  
C685/C685M-17a—Standard Specification for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing  
C845/C845M-18—Standard Specification for Expansive Hydraulic Cement  
C989/C989M-18a—Standard Specification for Slag Cement for Use in Concrete and Mortars  
C1012/C1012M-18b—Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution  
C1017/C1017M-13<sub>e1</sub>—Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete  
C1077-17—Standard Practice for Agencies Testing Concrete and Concrete Aggregates for Use in Construction and Criteria for Testing Agency Evaluation  
C1116/C1116M-10a(2015)—Standard Specification for Fiber-Reinforced Concrete  
C1140-11—Standard Practice for Preparing and Testing Specimens from Shotcrete Test Panels  
C1141-15—Standard Specification for Admixtures for Shotcrete  
C1157/C1157M-17—Standard Performance Specification for Hydraulic Cement  
C1218/C1218M-17—Standard Test Method for Water-soluble Chloride in Mortar and Concrete

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

C1240-15—Standard Specification for Silica Fume Used in Cementitious Mixtures  
C1436-13—Standard Specification for Materials for Shotcrete  
C1480-07(2012)—Standard Specification for Packaged, Pre-Blended, Dry, Combined Materials for Use in Wet or Dry Shotcrete Application  
C1580-15—Standard Test Method for Water-Soluble Sulfate in Soil  
C1582/C1582M-11(2017)<sup>ε1</sup>—Standard Specification for Admixtures to Inhibit Chloride-Induced Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete  
C1602/C1602M-18—Standard Specification for Mixing Water Used in the Production of Hydraulic Cement Concrete  
C1604-05(2012)—Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores of Shotcrete  
C1609/C1609M-12—Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam with Third-Point Loading)  
C1797-17—Standard Specification for Ground Calcium Carbonate and Aggregate Mineral Fillers for use in Hydraulic Cement Concrete  
D516-16—Standard Test Method for Sulfate Ion in Water  
D4130-15—Standard Test Method for Sulfate Ion in Brackish Water, Seawater, and Brines

- C29 / C29M-17a طريقة الاختبار القياسية للكثافة الظاهرية ("وزن الوحدة") والفراغات في الركام
- C31 / C31M-19 التطبيقات القياسية لصنع وعلاج عينات اختبار الخرسانة في الحقل
- C33 / C33M-18 المواصفات القياسية لمواد الخرسانة
- C39 / C39M-18 طريقة الاختبار القياسية للقوة الانضغاطية لعينات الخرسانة الأسطوانية
- C42 / C42M-18a طريقة الاختبار القياسية للحصول على واختبار النواة المحفورة الكمرات المتفرعة من الخرسانة
- C94 / C94M-18 المواصفات القياسية للخرسانة الجاهزة
- C138-17a طريقة الاختبار القياسية للكثافة (وزن الوحدة) ، الخضوع ، والهواء (الجاذبية) للخرسانة
- C150 / C150M-19a المواصفات القياسية لأسمنت بورتلاند
- C172 / C172M-17 التطبيقات القياسية لأخذ عينات من الخرسانة الطازجة
- C173 / C173M-16 طريقة الاختبار القياسية للمحتوى الهوائي للخرسانة الطازجة بالطريقة الحجمي
- C192-18 التطبيقات القياسية لصنع وعلاج عينات اختبار الخرسانة في المختبر
- C231 / C231M-17a طريقة الاختبار القياسية لمحتوى الهواء من الخرسانة الطازجة بطريقة الضغط
- C260 / C260M-10a (2016) المواصفات القياسية للإضافات الهوائية لإدخال الهواء للخرسانة
- C330 / C330M-17a المواصفات القياسية للركام الخفيف للخرسانة الإنشائية
- C469 / C469M-14 طريقة الاختبار القياسية لوحدات المرونة الثابتة ونسبة بواسون للخرسانة في الانضغاط
- C494 / C494M-17 المواصفات القياسية للمواد المضافة الكيميائية للخرسانة
- C567 / C567M-14 طريقة الاختبار القياسية لتحديد كثافة الخرسانة خفيفة الوزن الإنشائية - C595 / C595M-19
- المواصفات القياسية للأسمنت الهيدروليكي المخلوط
- C618-19 المواصفة القياسية لرماد الفحم المتطاير والبوزولان الطبيعي الخام أو المكلس للاستخدام في الخرسانة
- C685 / C685M-17a المواصفات القياسية للخرسانة المصنوعة من الخلط الحجمي والخلط المستمر
- C845 / C845M-18 المواصفات القياسية للأسمنت الهيدروليكي المتسع
- C989 / C989M-18a المواصفات القياسية للأسمنت الخبث للاستخدام في الخرسانة والمونة
- C1012 / C1012M-18b طريقة الاختبار القياسية لتغيير المونة الأسمنتية الهيدروليكي المكشوف بمحلول سلفات
- C1017 / C1017M-13e1 المواصفات القياسية للمواد المضافة الكيميائية للاستخدام في إنتاج الخرسانة المتدفقة
- C1077-17 التطبيقات القياسية لوكالات اختبار ركام الخرسانة والخرسانة للاستخدام في البناء ومعايير تقييم وكالة الاختبار
- C1116 / C1116M-10a (2015) المواصفات القياسية للخرسانة المسلحة بالألياف
- C1140-11 التطبيقات القياسية لإعداد واختبار العينات من لوحات اختبار
- C1141-15 المواصفات القياسية للإضافات للخرسانة المرشوشة
- C1157 / C1157M-17 مواصفات الأداء القياسية للأسمنت الهيدروليكي
- C1218 / C1218M-17 طريقة الاختبار القياسية للكلوريد الذائب في الماء في المونة والخرسانة

- C1240-15 المواصفات القياسية للأبخرة السيليكا المستخدمة في الخلطات الأسمنتية
- C1436-13 المواصفات القياسية لمواد الخرسانة المرشوشة
- (2012) C1480-07 المواصفات القياسية للمواد المعبأة أو المخلوطة أو الجافة أو المجمعة للاستخدام في تطبيقات الخرسانة المبللة أو الجافة
- C1580-15 طريقة الاختبار القياسية للكبريتات القابلة للذوبان في الماء في التربة
- 1-ε (2017) C1582 / C1582M-11 المواصفات القياسية للخلطات لمنع التآكل الناجم عن كلوريد حديد التسليح في الخرسانة
- C1602 / C1602M-18 المواصفات القياسية لخلط المياه المستخدمة في إنتاج الخرسانة الأسمنتية الهيدروليكية
- (2012) C1604-05 طريقة الاختبار القياسية للحصول على واختبار النوى المحفورة للخرسانة المرشوشة
- C1609 / C1609M-12 طريقة الاختبار القياسية أداء الانحناء للخرسانة المسلحة بالألياف (باستخدام الكرة مع تحميل النقطة الثالثة
- C1797-17 (المواصفات القياسية للكالسيوم الأرضي الكريونات والمجمدات الحشو المعدنية للاستخدام في الخرسانة الاسمنت الهيدروليكي
- D516-16 الطريقة القياسية لاختبار أيونات الكبريتات في الماء
- D4130-15 الطريقة القياسية لاختبار أيونات الكبريتات في المياه المالحة ومياه البحر والمحلول الملحي

### 3.2.5 American Welding Society (AWS)

D1.1/D1.1M: 2015—Structural Welding Code – Steel  
D1.4/D1.4M: 2018—Structural Welding Code – Reinforcing Steel

### 3.2.5 الجمعية الأمريكية للحام

D1.1 / D1.1M: 2015 - كود اللحام الإنشائي - الصلب / D1.4  
D1.4M: 2018 - كود اللحام الإنشائي - حديد التسليح



## CHAPTER 4—STRUCTURAL SYSTEM REQUIREMENTS

### 4.1—Scope

4.1.1 This chapter shall apply to design of structural concrete in structures or portions of structures defined in **Chapter 1**.

### الفصل 4 - متطلبات النظام الإنشائي

#### 4.1 المجال

4.1.1 ينطبق هذا الفصل على تصميم الخرسانة الإنشائية في المنشآت أو أجزاء من المنشآت الموضحة في الفصل ١

### 4.2—Materials

4.2.1 Design properties of concrete shall be selected to be in accordance with **Chapter 19**.

#### 4.2 المواد

4.2.1 يجب اختيار خصائص تصميم الخرسانة التي يجب أن تكون متوافقة للفصل 19

4.2.1.1 Design properties of shotcrete shall conform to the requirements for concrete except as modified by provisions of the Code.

4.2.1.1 يجب أن تتوافق خصائص تصميم الخرسانة المرشوشة مع متطلبات الخرسانة باستثناء ما تم تعديله بموجب أحكام الكود.

4.2.2 Design properties of reinforcement shall be selected to be in accordance with **Chapter 20**.

4.2.2 يجب اختيار خصائص التصميم في التسليح التي يجب أن تكون متوافقة للفصل ٢٠

## R4—STRUCTURAL SYSTEM REQUIREMENTS

### R4.1—Scope

This chapter was added to the 2014 Code to introduce structural system requirements. Requirements more stringent than the Code provisions may be desirable for unusual construction or construction where enhanced performance is appropriate. The Code and Commentary must be supplemented with sound engineering knowledge, experience, and judgment.

### R4 - متطلبات النظام الإنشائي

#### R4.1 المجال

تمت إضافة هذا الفصل إلى كود 2014 لتقديم متطلبات النظام الإنشائي. قد تكون المتطلبات أكثر صرامة من أحكام الكود المرغوبة للبناء الغير مألوف أو البناء حيث يكون الأداء المزود مناسباً. يجب استكمال الكود والتعليق بمعرفة هندسية سليمة وخبرة وحكم.

### R4.2—Materials

Chapter 3 identifies the referenced standards permitted for design. **Chapters 19** and **20** establish properties of concrete and steel reinforcement permitted for design. **Chapter 26** presents construction requirements for concrete materials, proportioning, and acceptance of concrete.

#### R4.2-المواد

يحدد الفصل 3 المعايير المرجعية المسموح بها للتصميم. تحدد الفصول 19 و 20 خصائص التسليح الخرسانة والفولاذ المسموح به للتصميم. يعرض الفصل 26 متطلبات البناء للمواد الخرسانية، والنسب، وقبول الخرسانة.

R4.2.1.1 Shotcrete is considered to behave and have properties similar to concrete unless otherwise noted. Sections where use of shotcrete is specifically addressed in this Code are shown in Table R4.2.1.1. Additional information on shotcrete can be found in **ACI 506R** and **ACI 506.2M**.

R4.2.1.1 يعتبر الخرسانة المرشوشة سلوكاً ولها خصائص مماثلة للخرسانة ما لم يذكر خلاف ذلك. يوضح الجدول R4.2.1.1 الأقسام التي يتم فيها تناول استخدام الخرسانة المرشوشة على وجه التحديد في هذا الكود. يمكن العثور على معلومات إضافية حول الخرسانة المرشوشة في **ACI 506R** و **ACI 506.2M**.

Table R4.2.1.1—Sections in Code with shotcrete provisions  
الجدول - R4.2.1.1 أقسام في الكود مع أحكام الخرسانة المرشوشة

Topic covered	Section
Freezing and thawing	19.3.3.3 through 19.3.3.6
Reinforcement	25.2.7 through 25.2.10, 25.5.1.6, and 25.5.1.7
Where shotcrete is required or permitted	26.3.1, 26.3.2
Materials	26.4.1.2, 26.4.1.4, and 26.4.1.6
Proportioning mixtures	26.4.3
Documentation of mixtures	26.4.4.1
Placement and consolidation	26.5.2.1
Curing	26.5.3
Joints	26.5.6
Evaluation and acceptance	26.12

#### 4.3—Design loads

**4.3.1** Loads and load combinations considered in design shall be in accordance with Chapter 5.

#### 4.3 – الأحمال التصميمية

**4.3.1** يجب أن تكون الأحمال وتراكيب الأحمال التي تم أخذها في الاعتبار التي يجب أن تكون متوافقة

#### 4.4—Structural system and load paths

**4.4.1** The structural system shall include (a) through (g), as applicable:

- (a) Floor construction and roof construction, including one-way and two-way slabs
- (b) Beams and joists
- (c) Columns
- (d) Walls
- (e) Diaphragms
- (f) Foundations
- (g) Joints, connections, and anchors as required to transmit forces from one component to another

#### 4.4 - النظام الإنشائي ومسارات التحميل

**4.4.1** يجب أن يشمل النظام الإنشائي (أ) حتى (ز)، حسب الاقتضاء:

- (أ) بناء الأرضيات والسقف، بما في ذلك بلاطات أحادية الاتجاه وذات اتجاهين
- (ب) الكمرات والاعصاب
- (ج) الأعمدة
- (د) الجدران
- (هـ) الأغشية الإنشائية
- (و) الأساسات
- (ز) المفاصل والوصلات والمسامير كما هو مطلوب لنقل القوى من عنصر إلى آخر

#### R4.3—Design loads

**R4.3.1** The provisions in Chapter 5 are based on ASCE/ SEI 7. The design loads include, but are not limited to, dead loads, live loads, snow loads, wind loads, earthquake effects, prestressing effects, crane loads, vibration, impact, shrinkage, temperature changes, creep, expansion of shrinkage-compensating concrete, and predicted unequal settlement of supports. Other project-specific loads may be specified by the licensed design professional.

#### R4.3 – الأحمال التصميمية

**R4.3.1** تستند الاحكام الواردة في الفصل 5 على ASCE / SEI 7. وتشمل الأحمال التصميمية، على سبيل المثال لا الحصر، الحمولات الميتة، الأحمال الحية، أحمال الثلج، أحمال الرياح، تأثيرات الزلزال، تأثيرات الإجهاد المسبق، أحمال الرافعة، الاهتزاز، الصدم، والانكماش، وتغيرات درجة الحرارة، والزحف، وتمدد الخرسانة الإضافية للانكماش، والهبوط المتوقع الغير متكافئة للركائز. يمكن تحديد الأحمال الأخرى المحددة للمشروع من قبل محترف التصميم المرخص.

#### R4.4—Structural system and load paths

**R4.4.1** Structural concrete design has evolved from emphasizing the design of individual members to designing the structure as an entire system. A structural system consists of structural members, joints, and connections, each performing a specific role or function. A structural member may belong to one or more structural systems, serving different roles in each system and having to meet all the detailing requirements of the structural systems of which they are a part. Joints and connections are locations common to intersecting members or are items used to connect one member to another, but the distinction between members, joints, and connections can depend on how the structure is idealized. Throughout this chapter, the term “members” often refers to “structural members, joints, and connections.” Although the Code is written considering that a structural system comprises these members, many alternative arrangements are possible because not all structural member types are used in all building structural systems. The selection types of the members to use in a specific project and the role or roles these member types play is made by the licensed design professional complying with requirements of the Code.

#### R4.4 - النظام الإنشائي ومسارات التحميل

**R4.4.1** تطور التصميم الإنشائي للخرسانة من التأكيد على تصميم العناصر المستقلة لتصميم المنشأ كنظام كامل. يتكون النظام الإنشائي من عناصر هيكلية ومفاصل ووصلات، كل منها يؤدي دورًا أو وظيفة محددة. يمكن أن ينتمي عنصر إنشائي إلى واحد أو أكثر من الأنظمة الإنشائية، حيث يخدم أدوارًا مختلفة في كل نظام ويتعين عليه تلبية جميع المتطلبات التفصيلية للأنظمة الإنشائية التي هي جزء منها. تعتبر المفاصل والوصلات مواقع مشتركة بين العناصر المتقاطعة أو العناصر المستخدمة للاتصال بأحد العناصر إلى عنصر آخر، ولكن التمييز بين العناصر والمفاصل والوصلات يمكن أن يعتمد على الطريقة المثلى للمنشأ. خلال هذا الفصل، يشير مصطلح “العناصر” في كثير من الأحيان إلى “العناصر الإنشائية والمفاصل والوصلات”. على الرغم من أن الكود مكتوب باعتبار أن النظام الإنشائي يضم هؤلاء العناصر، فإن العديد من الترتيبات البديلة ممكنة لأنه لا يتم استخدام جميع أنواع العناصر الإنشائية في كل نظام البناء الإنشائي. يتم تحديد أنواع اختيار العناصر لاستخدامها في مشروع معين والدور أو الأدوار التي تقوم بها هذه الأنواع من العناصر من قبل محترف التصميم المرخص الذي يتوافق مع متطلبات الكود.

## CODE

### الكود

**4.4.2** Design of structural members including joints and connections given in 4.4.1 shall be in accordance with Chapters 7 through 18.

**4.4.2** يجب أن يكون تصميم العناصر الإنشائية بما في ذلك المفاصل والوصلات الواردة في 4.4.1 وفقاً للفصول من 7 إلى 18.

**4.4.3** It shall be permitted to design a structural system comprising structural members not in accordance with 4.4.1 and 4.4.2, provided the structural system is approved in accordance with 1.10.1.

**4.4.3** يسمح بتصميم نظام إنشائي يتألف من عناصر إنشائية لا يتوافق مع 4-1 و 4-2 ، بشرط الموافقة على النظام الإنشائي وفقاً للفقرة 1.10.1.

**4.4.4** The structural system shall be designed to resist the factored loads in load combinations given in 4.3 without exceeding the appropriate member design strengths, considering one or more continuous load paths from the point of load application or origination to the final point of resistance.

**4.4.4** يجب أن يصمم النظام الإنشائي لمقاومة الأحمال المصعدة في تراكيب الأحمال الموضحة في 4.3 بدون تجاوز مقاومة العنصر التصميمية المناسبة، مع الأخذ بعين الاعتبار واحد أو أكثر من مسارات الحمل المتواصلة من نقطة تطبيق الحمل أو النقطة الأصلية إلى نقطة المقاومة.

**4.4.5** Structural systems shall be designed to accommodate anticipated volume change and differential settlement.

**4.4.5** تصمم الأنظمة الإنشائية لتلائم التغير المتوقع في الحجم والهبوط المتفاوت.

## COMMENTARY

### التعليق

**R4.4.2** In the chapter for each type of structural member, requirements follow the same general sequence and scope, including general requirements, design limits, required strength, design strength, reinforcement limits, reinforcement detailing, and other requirements unique to the type of member.

**R4.4.2** في الفصل الخاص بكل نوع من العناصر الإنشائية، تتبع المتطلبات نفس التسلسل والنطاق العام، بما في ذلك المتطلبات العامة وحدود التصميم والمقاومة المطلوبة والمقاومة التصميمية وحدود التسليح وتفاصيل التسليح ومتطلبات أخرى فريدة لنوع العنصر

**R4.4.3** Some materials, structural members, or systems that may not be recognized in the prescriptive provisions of the Code may still be acceptable if they meet the intent of the Code. Section 1.10.1 outlines the procedures for obtaining approval of alternative materials and systems.

**R4.4.3** قد تظل بعض المواد أو العناصر الإنشائية أو الأنظمة التي لا يمكن الاعتراف بها في الشروط الإلزامية من الكود مقبولة إذا كانت تفي بقصد الكود. يوضح المقطع 1.10.1 إجراءات الحصول على الموافقة على المواد والأنظمة البديلة.

**R4.4.4** The design should be based on members and connections that provide design strengths not less than the strengths required to transfer the loads along the load path. The licensed design professional may need to study one or more alternative paths to identify weak links along the sequence of elements that constitute each load path.

**R4.4.4** يجب أن يعتمد التصميم على العناصر والوصلات التي توفر القوى التصميمية لا تقل عن القوى المطلوبة لنقل الأحمال على طول مسار الحمل. قد يحتاج محترف التصميم المرخص لدراسة مسار بديل واحد أو أكثر لتحديد الروابط الضعيفة على طول تسلسل العناصر التي تشكل كل مسار الحمل.

**R4.4.5** The effects of column and wall creep and shrinkage, restraint of creep and shrinkage in long roof and floor systems, creep caused by prestress forces, volume changes caused by temperature variation, as well as potential damage to supporting members caused by these volume changes should be considered in design. Reinforcement, closure strips, or expansion joints are common ways of accommodating these effects. Minimum shrinkage and temperature reinforcement controls cracking to an acceptable level in many concrete structures of ordinary proportions and exposures. Differential settlement or heave may be an important consideration in design. Geotechnical recommendations to allow for nominal values of differential settlement and heave are not normally included in design load combinations for ordinary building structures.

**R4.4.5** تأثيرات الزحف والانكماش للعمود والجدار، تقيد من الزحف والانكماش في الأسقف الطويلة وأنظمة الأرضيات، الزحف الناتج عن قوى الإجهاد المسبق، تغيرات الحجم الناتجة عن تغير درجات الحرارة، وكذلك الضرر المحتمل للعناصر الداعمة بسبب هذا الحجم ينبغي النظر في التغيرات في التصميم. يعتبر التسليح أو الكانات المغلقة أو فواصل التمدد من الطرق الشائعة لاستيعاب هذه التأثيرات. الحد الأدنى من التحكم في الانكماش ودرجة الحرارة يتحكم في المستوى المقبول في العديد من المنشآت الخرسانية ذات النسب العادية والتعرضات. قد يكون الهبوط المتفاوت أو الكلي أحد الاعتبارات الهامة في التصميم. التوصيات الجيوتقنية للسماح بالقيم الاسمية للهبوط المتفاوت والكلي لا يتم تضمينها عادة في تراكيب الحمل التصميمية لهياكل المباني العادية.

## CODE

### الكود

#### 4.4.6 Seismic-force-resisting system

**4.4.6.1** Every structure shall be assigned to a Seismic Design Category in accordance with the general building code or as determined by the authority having jurisdiction in areas without a legally adopted building code.

#### 4.4.6 نظام مقاومة القوة الزلزالية

**4.4.6.1** يتم تعيين كل منشأ إلى فئة التصميم الزلزالي وفقاً لكود البناء العام أو وفقاً لما تحدده السلطة التي تتمتع بالاختصاص القضائي في المناطق التي ليس لها كود بناء معتمد قانونياً.

**4.4.6.2** Structural systems designated as part of the seismic-force-resisting system shall be restricted to those systems designated by the general building code or as determined by the authority having jurisdiction in areas without a legally adopted building code.

**4.4.6.2** تقيد الأنظمة الإنشائية المصممة كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية للأنظمة التي يحددها كود البناء العام أو كما تحددها السلطة التي لها صلاحية في المناطق التي ليس لها كود بناء معتمد من كود البناء.

**4.4.6.3** Structural systems assigned to Seismic Design Category A shall satisfy the applicable requirements of this Code. Structures assigned to Seismic Design Category A are not required to be designed in accordance with Chapter 18.

**4.4.6.3** يجب أن تستوفي الأنظمة الإنشائية المخصصة للتصميم الزلزالي فئة A المتطلبات المعمول بها في هذا الكود. لا يُشترط تصميم المنشآت المسندة إلى الفئة A من التصميم الزلزالي وفقاً للفصل 18.

**4.4.6.4** Structural systems assigned to Seismic Design Category B, C, D, E, or F shall satisfy the requirements of Chapter 18 in addition to applicable requirements of other chapters of this Code.

**4.4.6.4** يجب أن تستوفي الأنظمة الإنشائية المخصصة لفئة التصميم الزلزالي B أو C أو D أو E أو F متطلبات الفصل 18 بالإضافة إلى المتطلبات المعمول بها في الفصول الأخرى من هذا الكود.

## COMMENTARY

### التعليق

#### R4.4.6 Seismic-force-resisting system

**R4.4.6.1** Design requirements in the Code are based on the seismic design category to which the structure is assigned. In general, the seismic design category relates to seismic risk level, soil type, occupancy, and building use. Assignment of a building to a seismic design category is under the jurisdiction of a general building code rather than this Code. In the absence of a general building code, ASCE/SEI 7 provides the assignment of a building to a seismic design category.

#### R4.4.6 نظام مقاومة القوة الزلزالية

**R4.4.6.1** تستند متطلبات التصميم في الكود إلى فئة التصميم الزلزالي التي تم تعيين المنشأ لها. وبصفة عامة، ترتبط فئة التصميم الزلزالي بمستوى الخطر الزلزالي ونوع التربة والمشغولية واستخدام المباني. يقع التعيين عن مبنى لفئة التصميم الزلزالي تحت سلطة كود البناء العام وليس هذا الكود. في حالة عدم وجود كود البناء العام، يوفر ASCE / SEI 7 تخصيص مبنى لفئة التصميم الزلزالي.

**R4.4.6.2** The general building code prescribes, through ASCE/SEI 7, the types of structural systems permitted as part of the seismic-force-resisting system based on considerations such as seismic design category and building height. The seismic design requirements for systems assigned to Seismic Design Categories B through F are prescribed in Chapter 18. Other systems can be used if approved by the building official.

**R4.4.6.2** ينص كود البناء العام، من خلال ASCE / SEI 7، على أنواع الأنظمة الإنشائية المسموح بها كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية القائمة على اعتبارات مثل فئة التصميم الزلزالي وارتفاع المبنى. إن متطلبات التصميم الزلزالي للأنظمة المخصصة لفئات التصميم الزلزالي من B إلى F موصوفة في الفصل 18. ويمكن استخدام أنظمة أخرى إذا وافق عليها مسؤول البناء.

**R4.4.6.3** Structures assigned to Seismic Design Category A are subject to the lowest seismic hazard. Chapter 18 does not apply.

**R4.4.6.3** المنشآت المحددة في الفئة A للتصميم الزلزالي تتعرض إلى أقل خطر زلزالي. الفصل 18 لا ينطبق.

**R4.4.6.4** Chapter 18 contains provisions that are applicable depending on the seismic design category and on the seismic-force-resisting system used. Not all structural member types have specific requirements in all seismic design categories. For example, Chapter 18 does not include requirements for structural walls in Seismic Design Categories B and C, but does include special provisions for Seismic Design Categories D, E, and F.

**R4.4.6.4** يتضمن الفصل 18 أحكاماً تنطبق على فئة التصميم الزلزالي وعلى نظام مقاومة القوى الزلزالية. ليس لجميع أنواع العناصر الإنشائية متطلبات محددات في جميع فئات التصميم الزلزالي. على سبيل المثال، لا يتضمن الفصل 18 متطلبات جدران القص الإنشائية في فئات التصميم الزلزالي B و C، ولكنه يتضمن أيضاً أحكاماً خاصة لفئات التصميم الزلزالي D و E و F.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**4.4.6.5** Structural members assumed not to be part of the seismic-force-resisting system shall be permitted, subject to the requirements of 4.4.6.5.1 and 4.4.6.5.2.

**4.4.6.5** يجب السماح للعناصر الإنشائية المفترضة ألا تكون جزءاً من نظام مقاومة الزلازل، وفقاً لمتطلبات 4.4.6.5.1 و 4.4.6.5.2.

**4.4.6.5.1** In structures assigned to Seismic Design Category B, C, D, E, or F, the effects of those structural members on the response of the system shall be considered and accommodated in the structural design.

**4.4.6.5.1** في المنشآت المخصصة لفئة التصميم الزلزالي من فئة B، C، E، أو F، سيتم النظر في تأثيرات تلك العناصر الإنشائية على استجابة النظام واستيعابها في التصميم الإنشائي.

**4.4.6.5.2** In structures assigned to Seismic Design Category B, C, D, E, or F, the consequences of damage to those structural members shall be considered.

**4.4.6.5.2** في المنشآت المخصصة لفئة التصميم الزلزالي من الفئة B أو C أو D أو E أو F، يجب النظر في عواقب الأضرار التي تلحق بتلك العناصر الإنشائية.

**4.4.6.5.3** In structures assigned to Seismic Design Category D, E, or F, structural members not considered part of the seismic-force-resisting system shall meet the applicable requirements in Chapter 18.

**4.4.6.5.3** في المنشآت المخصصة لفئة التصميم الزلزالي D أو E أو F، يجب أن تستوفي العناصر الإنشائية التي لا تعتبر جزءاً من نظام مقاومة الزلازل المتطلبات السارية في الفصل 18.

**4.4.6.6** Effects of nonstructural members shall be accounted for as described in 18.2.2.1 and consequences of damage to nonstructural members shall be considered.

**4.4.6.6** يتم حساب تأثيرات العناصر الغير أنشائية كما هو موضح في 18.2.2.1 ونتائج الضرر للعناصر الغير أنشائية يجب النظر فيها.

**R4.4.6.5** In Seismic Design Categories D, E, and F, structural members not considered part of the seismic-force-resisting system are required to be designed to accommodate drifts and forces that occur as the building responds to an earthquake.

**R4.4.6.5** في فئات التصميم الزلزالي D و E و F، يتعين على العناصر الإنشائية التي لا تعتبر جزءاً من نظام مقاومة القوى الزلزالية، أن تكون مصممة لاستيعاب الأزاحات والقوى التي تحدث عندما يستجيب المبنى للزلازل.

**R4.4.6.6** Although the design of nonstructural elements for earthquake effects is not included in the scope of this Code, the potential negative effects of nonstructural elements on the structural behavior need to be considered in Seismic Design Categories B, C, D, E, and F. Interaction of nonstructural elements with the structural system—for example, the shortcolumn effect—had led to failure of structural members and collapse of some structures during earthquakes in the past.

**R4.4.6.6** على الرغم من أن تصميم العناصر غير الإنشائية للتأثيرات الزلزالية غير مدرج في نطاق هذه الكود، يجب مراعاة التأثيرات السلبية المحتملة للعناصر غير الإنشائية على السلوك الإنشائي في فئات التصميم الزلزالي B، C، D، E، و F. تفاعل العناصر غير الإنشائية مع النظام الإنشائي - على سبيل المثال، تأثير العمود القصير - أدى إلى انهيار العناصر الإنشائية وانهيار بعض المنشآت خلال الزلازل في الماضي.



#### 4.4.7 Diaphragms

4.4.7.1 Diaphragms, such as floor or roof slabs, shall be designed to resist simultaneously both out-of-plane gravity loads and in-plane lateral forces in load combinations given in 4.3.

##### 4.4.7 الأغشية الإنشائية

4.4.7.1 يجب تصميم الأغشية الإنشائية، مثل بلاطات الأرضية أو السقف، بحيث تقاوم في نفس الوقت الأحمال الرأسية الخارجية والقوى الجانبية الداخلية في تراكيب الأحمال الواردة في 4.3.

4.4.7.2 Diaphragms and their connections to framing members shall be designed to transfer forces between the diaphragm and framing members.

4.4.7.2 يجب تصميم الأغشية الإنشائية ووصلاتها مع عناصر الإطار لنقل القوى بين الغشاء الإنشائي وعناصر الإطار.

4.4.7.3 Diaphragms and their connections shall be designed to provide lateral support to vertical, horizontal, and inclined elements.

4.4.7.3 يجب تصميم الأغشية الإنشائية ووصلاتها لتوفير دعم جانبي لعناصر رأسية وأفقية ومائلة.

4.4.7.4 Diaphragms shall be designed to resist applicable lateral loads from soil and hydrostatic pressure and other loads assigned to the diaphragm by structural analysis.

4.4.7.4 يجب تصميم الأغشية الإنشائية لمقاومة الأحمال الجانبية المطبقة من التربة والضغط الهيدروستاتيكي والأحمال الأخرى المخصصة للغشاء الإنشائي عن طريق التحليل الإنشائي.

4.4.7.5 Collectors shall be provided where required to transmit forces between diaphragms and vertical elements.

4.4.7.5 يجب توفير المجمعات عند الضرورة لإرسال القوى بين الأغشية الإنشائية والعناصر الرأسية.

4.4.7.6 Diaphragms that are part of the seismic force resisting system shall be designed for the applied forces. In structures assigned to Seismic Design Category D, E, and F, the diaphragm design shall be in accordance with Chapter 18.

4.4.7.6 يجب تصميم الأغشية الإنشائية التي هي جزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية للقوى المطبقة. في المنشآت المخصصة للتصميم الزلزالي فئة D، E، و F، يجب أن يكون تصميم الغشاء الإنشائي وفقاً للفصل 18.

**R4.4.7 Diaphragms**—Floor and roof slabs play a dual role by simultaneously supporting gravity loads and transmitting lateral forces in their own plane as a diaphragm. General requirements for diaphragms are provided in Chapter 12, and roles of the diaphragm described in the Commentary to that chapter. Additional requirements for design of diaphragms in structures assigned to Seismic Design Categories D, E, and F are prescribed in Chapter 18.

**R4.4.7 الأغشية الإنشائية** - تلعب البلاطات الأرضية والسطحية دورًا مزدوجًا من خلال دعم الأحمال الرأسية ونقل القوى الجانبية في المستوى الخاصة بهم كغشاء إنشائي. يتم توفير المتطلبات العامة للأغشية الإنشائية في الفصل 12، وأدوار الأغشية الإنشائية الموصوفة في التعليق على ذلك الفصل. هناك متطلبات إضافية لتصميم الأغشية الإنشائية في المنشآت المخصصة لفئات التصميم الزلزالي D و E و F موصوفة في الفصل 18.

**R4.4.7.5** All structural systems must have a complete load path in accordance with 4.4.4. The load path includes collectors where required.

4.4.7.5 يجب أن يكون لجميع الأنظمة الإنشائية مسار حمولة كاملة وفقاً لـ 4.4.4. يتضمن مسار الحمل مجمعات عند الحاجة.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

#### 4.5—Structural analysis

4.5.1 Analytical procedures shall satisfy compatibility of deformations and equilibrium of forces.

#### - التحليل الإنشائي

4.5.1 يجب أن تستوفي الإجراءات التحليلية التوافق بين تشوهات القوى وتوازنها.

4.5.2 The methods of analysis given in Chapter 6 shall be permitted.

4.5.2 طرق التحليل المذكورة في الفصل السادس يجب أن تكون مسموح بها.

#### 4.6—Strength

4.6.1 Design strength of a member and its joints and connections, in terms of moment, axial force, shear, torsion, and bearing, shall be taken as the nominal strength  $S_n$  multiplied by the applicable strength reduction factor  $\phi$ .

#### 4.6 المقاومة

4.6.1 المقاومة التصميمية لعنصر والمفاصل والوصلات الخاصة به ، من حيث العزم ، القوة المحورية ، القص ، الالتواء ، والتحميل ، يجب أن تؤخذ على أنها المقاومة الاسمية  $S_n$  مضروبة في معامل تخفيض المقاومة المطبقة  $\phi$ .

4.6.2 Structures and structural members shall have design strength at all sections,  $\phi S_n$ , greater than or equal to the required strength  $U$  calculated for the factored loads and forces in such combinations as required by this Code or the general building code.

4.6.2 يجب أن تمتلك المنشآت والعناصر الإنشائية مقاومة تصميمية في جميع المقاطع،  $\phi S_n$  ، أكبر من أو يساوي المقاومة المطلوبة  $U$  المحسوبة للأحمال والقوى المصعدة في مثل هذه التراكيب كما هو مطلوب في هذه الكود أو كود البناء العام.

#### R4.5—Structural analysis

The role of analysis is to estimate the internal forces and deformations of the structural system and to establish compliance with the strength, serviceability, and stability requirements of the Code. The use of computers in structural engineering has made it feasible to perform analysis of complex structures. The Code requires that the analytical procedure used meets the fundamental principles of equilibrium and compatibility of deformations, permitting a number of analytical techniques, including the strut-and-tie method required for discontinuity regions, as provided in Chapter 6.

#### R4.5 - التحليل الإنشائي

يتمثل دور التحليل في تقدير القوى الداخلية وتشوهات النظام الإنشائي وتثبيت الالتزام بالمقاومة، وقابلية الخدمة، ومتطلبات الاستقرار في الكود. جعل استخدام أجهزة الكمبيوتر في الهندسة الإنشائية من الممكن إجراء تحليل للمنشآت المعقدة. يشترط الكود أن يفي الإجراء التحليلي المستخدم بالمبادئ الأساسية لتوازن التشوهات وتوافقها، مما يسمح بعدد من التقنيات التحليلية، بما في ذلك طريقة الركيزة-الشداد المطلوبة لمناطق الانقطاع، على النحو المنصوص عليه في الفصل 6.

#### R4.6—Strength

The basic requirement for strength design may be expressed as follows:

design strength  $\geq$  required strength  $\phi S_n \geq U$  In the strength design procedure, the level of safety is provided by a combination of factors applied to the loads and strength reduction factors  $\phi$  applied to the nominal strengths. The strength of a member or cross section, calculated using standard assumptions and strength equations, along with nominal values of material strengths and dimensions, is referred to as nominal strength and is generally designated  $S_n$ . Design strength or usable strength of a member or cross section is the nominal strength reduced by the applicable strength reduction factor  $\phi$ . The purpose of the strength reduction factor is to account for the probability of understrength due to variations of in-place material strengths and dimensions, the effect of simplifying assumptions in the design equations, the degree of ductility, potential failure mode of the member, the required reliability, and significance of failure and existence of alternative load paths for the member in the structure. This Code, or the general building code, prescribes design load combinations, also known as factored load combinations, which define the way different types of loads are multiplied (factored) by individual load factors and then combined to obtain a factored load  $U$ . The individual load factors and additive combination reflect the variability in magnitude of the individual load effect, the probability of simultaneous occurrence of various load effects, and the assumptions and approximations made in the structural analysis when determining required design strengths. A typical design approach, when linear analysis is applicable, is to analyze the structure for individual unfactored load cases, and then combine the individual unfactored load cases in a factored load combination to determine the design load effects.



Where effects of loads are nonlinear—for example, in foundation uplift—the factored loads are applied simultaneously to determine the nonlinear, factored load effect. The load effect includes moments, shears, axial forces, torsions, and bearing forces. Required strength or strengths are the maximum absolute values of negative and positive factored load effects as applicable. Sometimes, design displacements are determined for factored load effects. In the course of applying these principles, the licensed design professional should be aware that providing more strength than required does not necessarily lead to a safer structure because doing so may change the potential failure mode. For example, increasing longitudinal reinforcement area beyond that required for moment strength as derived from analysis without increasing transverse reinforcement could increase the probability of a shear failure occurring prior to a flexural failure. Excess strength may be undesirable for structures expected to behave inelastically during earthquakes.

#### R4.6-المقاومة

يمكن التعبير عن المتطلبات الأساسية للمقاومة التصميمية على النحو التالي:  
المقاومة التصميمية  $\leq$  المقاومة المطلوبة

$$\phi S_n \geq U$$

في إجراء المقاومة التصميمية، يتم توفير مستوى السلامة من خلال مجموعة من المعاملات المطبقة على الأحمال ومعاملات تخفيض المقاومة  $\phi$  المطبقة على المقاومة الاسمية. يُشار إلى مقاومة العنصر أو المقطع العرضي، المحسوبة باستخدام الافتراضات المعيارية ومعادلات المقاومة، إلى جانب القيم الاسمية لأبعاد ومقاومة المواد، على أنها مقاومة اسمية ويتم تحديدها عمومًا  $S_n$ . المقاومة التصميمية أو المقاومة القابلة للاستخدام من العنصر أو المقطع العرضي هي القوة الاسمية التي يتم تخفيضها من خلال معامل تخفيض المقاومة القابل للتطبيق  $\phi$ . الغرض من معامل تخفيض المقاومة هو حساب احتمالية فقدان المقاومة بسبب اختلافات في قياسات وأبعاد المواد في الموقع، وأثر تبسيط الافتراضات في معادلات التصميم، ودرجة الليونة، وأسلوب الانهيار المحتمل للعنصر، والموثوقية المطلوبة، والدلالة على الانهيار ووجود مسارات الحمل البديلة للعنصر في المنشأ. هذا الكود، أو كود المبنى العام، يصف تراكيب الأحمال التصميمية والمعروفة أيضًا تراكيب الحمل المصعد، والتي تحدد الطريقة التي تتضاعف بها الأنواع المختلفة من الأحمال (التصعيد) بمعاملات الحمل المستقلة ثم يتم تجميعها للحصول على تحميل مصعد  $U$ . معاملات الحمل المستقلة والجمع الإضافي يعيدان التغير في حجم تأثير الحمل المستقل، واحتمالية حدوث تأثيرات الحمل المختلفة في نفس الوقت، والافتراضات والتقديرية المتقاربة في التحليل الإنشائي عند تحديد القوى المطلوبة للتصميم. يتمثل أسلوب التصميم النموذجي، عندما يكون التحليل الخطي قابل للتطبيق، في تحليل المنشآت لحالات التحميل المستقلة الغير مصعدة، ثم دمج حالات التحميل الفردية الغير مصعدة في تركيبة حمل مصعد لتحديد تأثيرات الحمل التصميمي. عندما تكون تأثيرات الأحمال غير خطية - على سبيل المثال، في قوى الرفع للأساسات - يتم تطبيق الأحمال المصعدة في وقت واحد لتحديد تأثير الحمل غير الخطي، وتأثير الحمل المصعد. يتضمن تأثير الحمل العزوم، وقوى القص، والقوى المحورية، والالتواءات، وقوى التحميل. القوة أو القوة المطلوبة هي القيم المطلقة القصوى لتأثيرات الحمولة السلبية والإيجابية المصعدة عند الاقتضاء. في بعض الأحيان، يتم تحديد الأثرية التصميمية لتأثيرات الحمل المصعد. في سياق تطبيق هذه المبادئ، يجب على محترف التصميم المرخص أن يدرك أن توفير المقاومة أكثر من المطلوب لا يؤدي بالضرورة إلى منشأ أكثر أماناً لأن القيام بذلك قد يؤدي إلى تغيير وضع الانهيار المحتمل. على سبيل المثال، زيادة منطقة التسليح الطولي إلى تلك المطلوبة لمقاومة العزم المستنتجة من التحليل دون زيادة التسليح العرضي يمكن أن تزيد من احتمال حدوث انهيار القص قبل حدوث انهيار الانحناء.

#### 4.7—Serviceability

4.7.1 Evaluation of performance at service load conditions shall consider reactions, moments, torsions, shears, and axial forces induced by prestressing, creep, shrinkage, temperature change, axial deformation, restraint of attached structural members, and foundation settlement.

##### 4.7 الخدمة

4.7.1 تقييم الأداء في حالات الحمل الخدمي يجب أن يأخذ بعين الاعتبار ردود الأفعال، العزوم، الالتواءات، القص، والقوى المحورية الناجمة عن الإجهاد المسبق، الزحف، الانكماش، تغير درجة الحرارة، التشوه المحوري، تقييد العناصر الإنشائية المرفقة، وهبوط الأساس.

4.7.2 For structures, structural members, and their connections, the requirements of 4.7.1 shall be deemed to be satisfied if designed in accordance with the provisions of the applicable member chapters.

4.7.2 بالنسبة للمنشآت والعناصر الإنشائية ووصلاتها، تعتبر متطلبات 4.7.1 متوافقة إذا صُممت وفقاً لأحكام فصول العنصر المعمول بها.

#### 4.8—Durability

4.8.1 Concrete mixtures shall be designed in accordance with the requirements of 19.3.2 and 26.4, considering applicable environmental exposure to provide required durability.

##### 4.8 المتانة

4.8.1 تصمم الخلطات الخرسانية وفقاً لمتطلبات 19.3.2 و 26.4 ، مع مراعاة التعرض البيئي القابل للتطبيق لتوفير المتانة المطلوبة.

4.8.2 Reinforcement shall be protected from corrosion in accordance with 20.6.

4.8.2 يجب حماية التسليح من التآكل في وفقاً 20.6.

#### 4.9—Sustainability

4.9.1 The licensed design professional shall be permitted to specify in the construction documents sustainability requirements in addition to strength, serviceability, and durability requirements of this Code.

##### 4.9 الاستدامة

4.9.1 يسمح لمهترف التصميم المرخص بتحديد متطلبات استدامة وثائق البناء بالإضافة إلى المقاومة والخدمية والمتانة بمتطلبات هذا الكود.

4.9.2 The strength, serviceability, and durability requirements of this Code shall take precedence over sustainability considerations.

4.9.2 يجب أن تكون المقاومة والخدمية والمتانة مأخوذة الأولوية في متطلبات هذا الكود على اعتبارات الاستدامة.

#### R4.7—Serviceability

Serviceability refers to the ability of the structural system or structural member to provide appropriate behavior and functionality under the actions affecting the system. Serviceability requirements address issues such as deflections and cracking, among others. Except as stated in Chapter 24, service-level load combinations are not defined in this Code, but are discussed in Appendix C of ASCE/SEI 7-10. Appendixes to ASCE/SEI 7 are not considered mandatory parts of the standard.

##### R4.7- الخدمة

تشير إمكانية الخدمة إلى قدرة النظام الإنشائي أو العنصر الإنشائي على توفير السلوك والوظائف المناسبة بموجب الإجراءات التي تؤثر على النظام. تعالج متطلبات الخدمة المشاكل مثل التشقق والتشوهات، ضمن أمور أخرى. باستثناء ما هو مذكور في الفصل 24، لم يتم تعريف تراكيب الأحمال على مستوى الخدمة في هذا الكود، ولكن تتم مناقشتها في الملحق C من ASCE / SEI 7-10. لا تعتبر ملحقات ASCE / SEI 7 أجزاء إلزامية من المعيار.

#### R4.8—Durability

The environment where the structure will be located will dictate the exposure category for materials selection, design details, and construction requirements to minimize potential for premature deterioration of the structure caused by environmental effects. Durability of a structure is also impacted by the level of preventative maintenance, which is not addressed in the Code. Chapter 19 provides requirements for protecting concrete against major environmental causes of deterioration.

##### R4.8- المتانة

ستحدد البيئة التي سيتم تحديد موقع المنشأ فيها فئة التعرض لاختيار المواد وتفصيل التصميم ومتطلبات البناء لتقليل احتمال حدوث تدهور سابق لأوانه في المنشأ بسبب التأثيرات البيئية. تتأثر أيضاً متانة المنشأ بمستوى الصيانة الوقائية التي لم يتم تناولها في الكود. يوفر الفصل 19 متطلبات لحماية الخرسانة ضد الأسباب البيئية الرئيسية للتدهور.

#### R4.9—Sustainability

The Code provisions for strength, serviceability, and durability are minimum requirements to achieve a safe and durable concrete structure. The Code permits the owner or the licensed design professional to specify requirements higher than the minimums mandated in the Code. Such optional requirements can include higher strengths, more restrictive deflection limits, enhanced durability, and sustainability provisions.

##### R4.9- الاستدامة

تعتبر أحكام الكود المتعلقة بالمقاومة، والخدمة، والمتانة من أقل المتطلبات لتحقيق منشأ خرساني آمن ودائم. يسمح الكود للمالك أو مهترف التصميم المرخص له بتحديد متطلبات أعلى من الحد الأدنى المنصوص عليه في الكود. يمكن أن تتضمن هذه المتطلبات الاختيارية قوى عالية وحدود تشوه أكثر تقييداً ومتانة وأحكام استدامة

## CODE الكود

### 4.10—Structural integrity

#### 4.10.1 General

4.10.1.1 Reinforcement and connections shall be detailed to tie the structure together effectively and to improve overall structural integrity.

#### 4.10 - التكامل الإنشائي

##### 4.10.1 عام

4.10.1.1 يجب أن يكون التسليح والوصلات مفصلة لربط المنشأ ببعضه بشكل فعال ولتحسين التكامل الإنشائي بشكل عام.

#### 4.10.2 Minimum requirements for structural integrity

##### 4.10.2 أقل متطلبات للتكامل الإنشائي

4.10.2.1 Structural members and their connections shall be in accordance with structural integrity requirements in Table 4.10.2.1.

4.10.2.1 يجب أن تكون العناصر الإنشائية ووصلاتها وفقاً لمتطلبات التكامل الإنشائي في الجدول 4.10.2.1.

Table 4.10.2.1—Minimum requirements for structural integrity

جدول 4.10.2.1 أقل متطلبات للتكامل الإنشائي

Member type	Section
Nonprestressed one-way cast-in-place slabs	7.7.7
Nonprestressed two-way slabs	8.7.4.2
Prestressed two-way slabs	8.7.5.6
Nonprestressed two-way joist systems	8.8.1.6
Cast-in-place beam	9.7.7
Nonprestressed one-way joist system	9.8.1.6
Precast joints and connections	16.2.1.8

## COMMENTARY التعليق

### R4.10—Structural integrity

#### R4.10.1 General

R4.10.1.1 It is the intent of the structural integrity requirements to improve redundancy and ductility through detailing of reinforcement and connections so that, in the event of damage to a major supporting element or an abnormal loading, the resulting damage will be localized and the structure will have a higher probability of maintaining overall stability. Integrity requirements for selected structural member types are included in the corresponding member chapter in the sections noted.

#### R4.10 - التكامل الإنشائي

##### R4.10.1 عام

R4.10.1.1 الغرض من متطلبات التكامل الإنشائي هو تحسين التكرار والميوونة من خلال تفصيل التسليح والوصلات بحيث ، في حالة تلف عنصر دعم رئيسي أو تحميل غير طبيعي ، سوف يتم تحديد الضرر الناتج وسيكون للمنشأ احتمالية صيانة أعلى للحفاظ على الثبات الكلي. يتم تضمين متطلبات التكامل لأنواع العناصر الإنشائية المحددة للعنصر المماثل للفصل في الأقسام المذكورة.

#### R4.10.2 Minimum requirements for structural integrity—

Structural members and their connections referred to in this section include only member types that have specific requirements for structural integrity. Notwithstanding, detailing requirements for other member types address structural integrity indirectly.

#### R4.10.2 الحد الأدنى لمتطلبات التكامل الإنشائي

تشمل العناصر الإنشائية ووصلاتها المشار إليها في هذا المقطع فقط أنواع العناصر التي تحتوي على متطلبات محددة للسلامة الإنشائية. على الرغم من ذلك، فإن المتطلبات التفصيلية لأنواع العناصر الأخرى تعالج التكامل الإنشائي بشكل غير مباشر.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

#### 4.11—Fire resistance

4.11.1 Structural concrete members shall satisfy the fire protection requirements of the general building code.

##### 4.11 - مقاومة الحريق

4.11.1 يجب على عناصر المنشآت الخرسانية المقاومة للحريق تلبية متطلبات كود المبني العام.

4.11.2 Where the general building code requires a thickness of concrete cover for fire protection greater than the concrete cover specified in 20.6.1, such greater thickness shall govern.

4.11.2 عندما يتطلب كود البناء العام سمك غطاء خرساني لمقاومة الحريق أكبر من الغطاء الخرساني المحدد في 20.6.1، يجب أن تحكم هذه السماكة الأكبر.

#### 4.12—Requirements for specific types of construction

##### 4.12 - متطلبات لأنواع محددة من البناء

##### 4.12.1 Precast concrete systems

###### 4.12.1 أنظمة الخرسانة سابقة الصب

4.12.1.1 Design of precast concrete members and connections shall include loading and restraint conditions from initial fabrication to end use in the structure, including form removal, storage, transportation, and erection.

4.12.1.1 يجب أن يشمل تصميم عناصر ووصلات للخرسانة مسبقة الصب في ظروف التحميل والتقييد من التصنيع الأولي إلى الاستخدام النهائي في المنشأ، بما في ذلك الإزالة والتخزين والنقل والتركيب.

#### R4.11—Fire resistance

Additional guidance on fire resistance of structural concrete is provided by **ACI 216.1**.

##### R4.11 - مقاومة الحريق

يتم توفير إرشادات إضافية حول مقاومة المنشأ الخرساني للحريق من خلال **ACI 216.1**.

#### R4.12—Requirements for specific types of construction

This section contains requirements that are related to specific types of construction. Additional requirements that are specific to member types appear in the corresponding member chapters.

##### R4.12 - المتطلبات لأنواع محددة من البناء

يحتوي هذا القسم على المتطلبات المتعلقة بأنواع محددة من البناء. تظهر المتطلبات الإضافية المحددة لأنواع العناصر في فصول العناصر المماثلة

**R4.12.1 Precast concrete systems**—All requirements in the Code apply to precast systems and members unless specifically excluded. In addition, some requirements apply specifically to precast concrete. This section contains specific requirements for precast systems. Other sections of this Code also provide specific requirements, such as required concrete cover, for precast systems. Precast systems differ from monolithic systems in that the type of restraint at supports, the location of supports, and the induced stresses in the body of the member vary during fabrication, storage, transportation, erection, and the final interconnected configuration. Consequently, the member design forces to be considered may differ in magnitude and direction with varying critical sections at various stages of construction. For example, a precast flexural member may be simply supported for dead load effects before continuity at the supporting connections is established and may be a continuous member for live or environmental load effects due to the moment continuity created by the connections after erection.

**R4.12.1 أنظمة الخرسانة مسبقة الصب** - تنطبق جميع المتطلبات الواردة في الكود على الأنظمة المسبقة للصب والعناصر ما لم يتم استبعادها بشكل محدد. بالإضافة إلى ذلك، تنطبق بعض المتطلبات بشكل محدد على الخرسانة سابقة الصب. يحتوي هذا القسم على متطلبات محددة لأنظمة سابقة الصب. كما توفر الأقسام الأخرى من هذا الكود متطلبات محددة، مثل الغطاء الخرساني المطلوب، لأنظمة مسبقة الصب. تختلف الأنظمة سابقة الصب عن الأنظمة المتجانسة في أن نوع التقييد عند الركائز، وموقع الركائز، والاجهادات الناتجة في جسم العنصر تختلف أثناء التصنيع، التخزين، النقل، المناولة، والخلط المترايط. وبالتالي، فإن قوى التصميمية للعناصر التي يجب النظر فيها قد تختلف من حيث المقدار والاتجاه مع المقاطع الحرجة المختلفة في مراحل مختلفة من البناء. على سبيل المثال، قد يتم تدعيم بسيط لعنصر أثناء صب الصب لتأثيرات الحمولة الميتة قبل إنشاء الاستمرارية في التوصيلات الداعمة وقد يكون عنصرًا مستمرًا في تأثيرات الحمل الحي أو البيئي نظرًا لعزم الاستمرارية الناتج عن التوصيلات بعد المناولة

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

4.12.1.2 Design, fabrication, and construction of precast members and their connections shall include the effects of tolerances.

4.12.1.2 يجب أن يشمل تصميم وتصنيع وبناء العناصر مسبقة الصب ووصلاتها تأثيرات التفاوت المسموح به.

4.12.1.3 When precast members are incorporated into a structural system, the forces and deformations occurring in and adjacent to connections shall be included in the design.

4.12.1.3 عندما يتم تصميم العناصر مسبقة الصب المدمجة الى النظام الانشائي، يجب إدراج القوى والتشوهات التي تحدث في وصلات مجاورة لها في التصميم.

4.12.1.4 Where system behavior requires in-plane loads to be transferred between the members of a precast floor or wall system, (a) and (b) shall be satisfied:

- (a) In-plane load paths shall be continuous through both connections and members.  
(b) Where tension loads occur, a load path of steel or steel reinforcement, with or without splices, shall be provided.

4.12.1.4 عندما يتطلب سلوك نظام الأحمال للبلاطات على أن يتم تحويلها بين عناصر المسطحات مسبقة الصب أو نظام الجدار يجب استيفاء، (أ) و (ب):  
(أ) يجب أن تكون مسارات التحميل داخل البلاطات متواصلة من خلال الوصلات والعناصر الانشائية.  
(ب) عندما تحدث حمولات الشد، يجب توفير مسار الحمل للفلولان أو حديد التسليح، مع أو بدون الوصلات.

4.12.1.5 Distribution of forces that act perpendicular to the plane of precast members shall be established by analysis or test.

4.12.1.5 يجب أن يتم تثبيت توزيع القوى التي تعمل عمودية على مستوى العناصر مسبقة الصب عن طريق التحليل أو الاختبار.

R4.12.1.2 For guidance on including the effects of tolerances, refer to the *PCI Design Handbook* (PCI MNL 120).

R4.12.1.2 للحصول على إرشادات حول تضمين آثار التفاوتات ، راجع دليل تصميم (PCI MNL 120).

R4.12.1.5 Concentrated and line loads can be distributed among members provided the members have sufficient torsional stiffness and shear can be transferred across joints. Torsionally stiff members such as hollow-core or solid slabs will provide better load distribution than torsionally flexible members such as double tees with thin flanges. The actual distribution of the load depends on many factors discussed in detail in LaGue (1971), Johnson and Ghadiali (1972), Pfeifer and Nelson (1983), Stanton (1987, 1992), *PCI Manual for the Design of Hollow Core Slabs and Walls* (PCI MNL 126), Aswad and Jacques (1992), and the *PCI Design Handbook* (PCI MNL 120). Large openings can cause significant changes in distribution of forces.

R4.12.1.5 يمكن توزيع الأحمال المركزة والخطية على العناصر بشرط أن يكون لدى العناصر قدرة الالتواء الكافية ويمكن نقل القص عبر الوصلات. ستوفر العناصر الملولبة الالتوائية ، مثل البلاطات المعصبة أو البلاطات المصمتة، توزيعاً أفضل للحمل مقارنة بالعناصر المناسبة للالتواء مثل المحملات المزدوجة ذات الحواف الرفيعة. يعتمد التوزيع الفعلي للحمل على العديد من العوامل التي تمت مناقشتها بالتفصيل في LaGue (1971) و Johnson و Ghadiali (1972 و (1983 Pfeifer and Nelson) و (1987 Stanton (1992 ، دليل PCI لتصميم البلاطات المجوفة المعصبة و الجدران (PCI MNL 126) ، أسود و جاك (1992) ، ودليل تصميم (PCI MNL 120). يمكن أن تسبب الفتحات الكبيرة تغييرات كبيرة في توزيع القوى.



#### 4.12.2 Prestressed concrete systems

4.12.2.1 Design of prestressed members and systems shall be based on strength and on behavior at service conditions at all critical stages during the life of the structure from the time prestress is first applied.

##### 4.12.2 أنظمة الخرسانة مسبقة الإجهاد

4.12.2.1 يجب أن يعتمد تصميم عناصر وأنظمة الخرسانة مسبقة الإجهاد على القوة والسلوك في الحالات الخدمية في جميع المراحل الحرجة خلال عمر المنشأ من وقت تطبيق أول إجهاد مسبق.

4.12.2.2 Provisions shall be made for effects on adjoining construction of elastic and plastic deformations, deflections, changes in length, and rotations due to prestressing. Effects of temperature change, restraint of attached structural members, foundation settlement, creep, and shrinkage shall also be considered.

4.12.2.2 يجب أن يتم وضع أحكام للتأثيرات على عقد المنشأ من التشوهات المرنة واللدنة، وإحداثيات تغييرات في الطول، والدوران بسبب الإجهاد المسبق. كما يجب النظر في تأثيرات تغير درجة الحرارة، وتقييد العناصر الإنشائية المرفقة، وهبوط الأساسات، والزحف، والانكماش.

4.12.2.3 Stress concentrations due to prestressing shall be considered in design.

4.12.2.3 يجب النظر في تركيزات الإجهاد بسبب الإجهاد المسبق في التصميم.

4.12.2.4 Effect of loss of area due to open ducts shall be considered in computing section properties before grout in post-tensioning ducts has attained design strength.

4.12.2.4 يجب أن يؤخذ في الاعتبار تأثير فقدان المساحة بسبب القنوات المفتوحة في خصائص المقطع المحسوب قبل أن يصل الجروات في قنوات لاحقة الشد إلى المقاومة التصميمية.

4.12.2.5 Post-tensioning tendons shall be permitted to be external to any concrete section of a member. Strength and serviceability design requirements of this Code shall be used to evaluate the effects of external tendon forces on the concrete structure.

4.12.2.5 يسمح لكابلات الشد لاحقة الشد لتكون خارجية لأي مقطع خرساني للعنصر. يجب استخدام متطلبات تصميم المقاومة والخدمية في تقييم تأثيرات قوى كابلات الشد الخارجية على المنشأ الخرساني.

R4.12.2 Prestressed concrete systems—Prestressing, as used in the Code, may apply to pretensioning, bonded post tensioning, or unbonded post tensioning. All requirements in the Code apply to prestressed systems and members, unless specifically excluded. This section contains specific requirements for prestressed concrete systems. Other sections of this Code also provide specific requirements, such as required concrete cover for prestressed systems. Creep and shrinkage effects may be greater in prestressed than in nonprestressed concrete structures because of the prestressing forces and because prestressed structures typically have less bonded reinforcement. Effects of movements due to creep and shrinkage may require more attention than is normally required for nonprestressed concrete. These movements may increase prestress losses. Design of externally post-tensioned construction should consider aspects of corrosion protection and fire resistance that are applicable to this structural system.

##### R4.12.2 أنظمة الخرسانة مسبقة الإجهاد - قد تنطبق عملية سابقة الإجهاد

، المستخدمة في الكود ، على مسبقة الشد ولاحقة الشد المترابط أو الغير مترابط. تنطبق جميع المتطلبات الواردة في الكود على الأنظمة المسبقة الإجهاد وعناصرها، ما لم يتم استبعادها بشكل محدد. يحتوي هذا القسم على متطلبات محددة لأنظمة الخرسانة سابقة الإجهاد. توفر الأقسام الأخرى من هذا الكود أيضاً متطلبات محددة، مثل الغطاء الخرساني المطلوب للأنظمة المسبقة الإجهاد. قد تكون تأثيرات الزحف والانكماش أكبر في الإجهاد المسبق مقارنة بالمنشآت الخرسانية الغير مسبقة الإجهاد بسبب القوى مسبقة الإجهاد، ولأن المنشآت مسبقة الإجهاد عادة ما يكون لها تسليح مترابط أقل. قد تتطلب تأثيرات الأزاحات بسبب الزحف والانكماش قدرًا أكبر من الاهتمام مما هو مطلوب عادة للخرسانة الغير مسبقة الإجهاد. هذه الأزاحات قد تزيد من فواقد الإجهاد المسبق. ينبغي أن يأخذ التصميم اعتبار الشد اللاحق الخارجي للبناء في جوانب الحماية من التآكل ومقاومة الحريق القابلة للتطبيق على هذا النظام الإنشائي.

#### 4.12.3 Composite concrete flexural members

4.12.3.1 This Code shall apply to composite concrete flexural members as defined in Chapter 2.

4.12.3 عناصر أنحناء خرسانية مركبة  
4.12.3.1 ينطبق هذا الكود على العناصر الخرسانية المركبة المنحنية كما هو  
مذكور في الفصل 2.

4.12.3.2 Individual members shall be designed for all critical stages of loading.

4.12.3.2 يجب تصميم العناصر المستقلة لجميع المراحل الحرجة للتحميل.

4.12.3.3 Members shall be designed to support all loads introduced prior to full development of design strength of composite members.

4.12.3.3 يجب تصميم العناصر لدعم جميع الأحمال المقدمة قبل التطوير الكامل  
للمقاومة التصميمية للعناصر المركبة.

4.12.3.4 Reinforcement shall be detailed to minimize cracking and to prevent separation of individual components of composite members.

4.12.3.4 يجب أن يكون التسليح مفصلاً لتقليل التشقق ومنع فصل المكونات  
المستقلة للعناصر المركبة.

#### 4.12.4 Composite steel and concrete construction

4.12.4.1 Composite compression members shall include all members reinforced longitudinally with structural steel shapes, pipe, or tubing with or without longitudinal bars.

4.12.4 البناء الفولاذي والخرساني المركب  
4.12.4.1 يجب أن يشمل العناصر المركبة للضغط جميع العناصر المسلحة طولياً  
بأشكال الفولاذ الإنشائية، والأنابيب، أو الأنابيب مع أو بدون الاسياخ الطولية.

**R4.12.3 Composite concrete flexural members**—This section addresses structural concrete members, either precast or cast-in-place, prestressed or nonprestressed, consisting of concrete cast at different times intended to act as a composite member when loaded after concrete of the last stage of casting has set. All requirements in the Code apply to these members unless specifically excluded. In addition, some requirements apply specifically to composite concrete flexural members. This section contains requirements that are specific to these elements and are not covered in the applicable member chapters.

**R4.12.3 عناصر أنحناء خرسانية مركبة** - يتناول هذا القسم عناصر المنشآت الخرسانية، إما مسبقة الصب أو مصبوبة في الموقع، مسبقة الإجهاد أو غير مسبقة الإجهاد، تتكون من صب الخرسانة في أوقات مختلفة تهدف إلى العمل كعنصر مركب عند تحميله بعد خرسانة المرحلة الأخيرة من الصب الموضوعة. تنطبق جميع المتطلبات الواردة في الكود على هؤلاء العناصر ما لم يتم استبعادهم بشكل محدد. بالإضافة إلى ذلك، تنطبق بعض المتطلبات بشكل محدد على عناصر الخرسانة المركبة. يحتوي هذا القسم على متطلبات محددة لهذه العناصر ولا يتم تغطيتها في فصول العناصر القابلة للتطبيق.



#### 4.13—Construction and inspection

4.13.1 Specifications for construction execution shall be in accordance with **Chapter 26**.

##### 4.13 - البناء والإشراف

4.13.1 يجب أن تكون مواصفات تنفيذ البناء وفقاً للفصل 26.

4.13.2 Inspection during construction shall be in accordance with Chapter 26 and the general building code.

4.13.2 يجب أن يكون الإشراف أثناء البناء وفقاً للفصل 26 وكود البناء العام.

#### 4.14—Strength evaluation of existing structures

4.14.1 Strength evaluation of existing structures shall be in accordance with **Chapter 27**.

##### 4.14 - تقييم مقاومة المنشآت القائمة

4.14.1 يجب أن يكون تقييم مقاومة المنشآت القائمة وفقاً للفصل 27.

#### R4.13—Construction and inspection

**Chapter 26** has been organized to collect into one location the design information, compliance requirements, and inspection provisions from the Code that should be included in construction documents. There may be other information that should be included in construction documents that is not covered in Chapter 26.

##### R4.13 - البناء والإشراف

تم تنظيم الفصل 26 ليجمع في موقع واحد معلومات التصميم ومتطلبات الامتثال وأحكام الفحص من الكود التي يجب تضمينها في وثائق الإنشاء. قد تكون هناك معلومات أخرى يجب تضمينها في وثائق الإنشاء غير المشمولة في الفصل 26.

#### R4.14—Strength evaluation of existing structures

Requirements in **Chapter 27** for strength evaluation of existing structures by physical load test address the evaluation of structures subjected to gravity loads only. Chapter 27 also covers strength evaluation of existing structures by analytical evaluation, which may be used for gravity as well as other loadings such as earthquake or wind.

##### R4.14 - تقييم مقاومة المنشآت القائمة

المتطلبات الواردة في الفصل 27 لتقييم مقاومة المنشآت القائمة عن طريق اختبار الحمل الفيزيائي (المادي) التي تعالج تقييم المنشآت المعرضة للأحمال الرأسية فقط. كما يغطي الفصل 27 تقييم مقاومة المنشآت القائمة عن طريق التقييم التحليلي، والذي يمكن استخدامه في الأحمال الرأسية وكذلك عمليات التحميل الأخرى مثل الزلازل أو الرياح.

## CHAPTER 5—LOADS

### 5.1—Scope

**5.1.1** This chapter shall apply to selection of load factors and combinations used in design, except as permitted in **Chapter 27**.

### الفصل 5 - الأحمال

#### 5.1 المجال

**5.1.1** ينطبق هذا الفصل على اختيار معاملات وتراكيب الأحمال المستخدمة في التصميم، باستثناء ما هو مسموح به في الفصل 27.

### 5.2—General

**5.2.1** Loads shall include self-weight; applied loads; and effects of prestressing, earthquakes, restraint of volume change, and differential settlement.

#### 5.2 عام

**5.2.1** يجب أن تشمل الأحمال الوزن الذاتي. الأحمال المطبقة وتأثيرات الإجهاد المسبق، والزلازل، وتقييد تغيير الحجم، والهبوط المتفاوت.

**5.2.2** Loads and Seismic Design Categories (SDCs) shall be in accordance with the general building code, or determined by the building official.

**5.2.2** يجب أن تكون فئات الأحمال والتصميم الزلزالي (SDCs) طبقاً لكود البناء العام، أو يحددها مسؤول البناء.

**5.2.3** Live load reductions shall be permitted in accordance with the general building code or, in the absence of a general building code, in accordance with **ASCE/SEI 7**

**5.2.3** يتم السماح بتخفيضات الأحمال الحية وفقاً للكود البناء العام، أو في حالة عدم وجود كود بناء عام، يكون وفقاً لـ **ASCE / SEI 7**

## R5—LOADS

## R5-الأحمال

### R5.2—General

**R5.2.1** Provisions in the Code are associated with dead, live, wind, and earthquake loads such as those recommended in **ASCE/SEI 7**. If the service loads specified by the general building code differ from those of **ASCE/SEI 7**, the general building code governs. However, if the nature of the loads contained in a general building code differs considerably from **ASCE/SEI 7** loads, some provisions of this Code may need modification to reflect the difference.

#### R5.2 عام

**5-2.1** ترتبط الشروط الواردة في الكود بالأحمال الميتة، الأحمال الحية والرياح والزلازل مثل تلك الموصى بها في **ASCE / SEI 7**. إذا كانت أحمال الخدمة المحددة بواسطة كود المبنى العام تختلف عن تلك الخاصة بـ **ASCE / SEI 7**، يحكم كود المبنى العام. ومع ذلك، إذا اختلفت طبيعة الأحمال الواردة في كود المبنى العام بشكل كبير من أحمال **ASCE / SEI 7**، فقد تحتاج بعض أحكام هذا الكود إلى تعديل الفرق.

**R5.2.2** Seismic Design Categories (SDCs) in this Code are adopted directly from **ASCE/SEI 7**. Similar designations are used by the International Building Code (**2012 IBC**) and the National Fire Protection Association (**NFPA 5000 2012**). The BOCA National Building Code (**BOCA 1999**) and “The Standard Building Code” (**SBC 1999**) used seismic performance categories. The “Uniform Building Code” (**IBCO 1997**) relates seismic design requirements to seismic zones, whereas editions of **ACI 318** prior to 2008 related seismic design requirements to seismic risk levels. Table **R5.2.2** correlates SDC to seismic risk terminology used in **ACI 318** for several editions before the 2008 edition, and to the various methods of assigning design requirements used in the United States under the various model building codes, the **ASCE/SEI 7** standard, and the **National Earthquake Hazard Reduction Program (NEHRP 1994)**. Design requirements for earthquake-resistant structures in this Code are determined by the SDC to which the structure is assigned. In general, the SDC relates to seismic hazard level, soil type, occupancy, and building use. Assignment of a building to an SDC is under the jurisdiction of the general building code rather than this Code.

In the absence of a general building code that prescribes earthquake loads and seismic zoning, it is the intent of Committee 318 that application of provisions for earthquake-resistant design be consistent with national standards or model building codes such as **ASCE/SEI 7**, **2012 IBC**, and **NFPA 5000**. The model building codes also specify overstrength factors  $\Omega_o$  that are related to the seismic-force resisting system used for the structure and design of certain elements.

**R5.2.2** تُصنّف فئات التصميم الزلزالي (SDCs) في هذا الكود مباشرة من ASCE / SEI 7. تستخدم تسميات مماثلة في كود البناء الدولي (IBC 2012) والرابطة الوطنية للحماية من الحرائق (NFPA 5000 2012). استخدم كود البناء الوطني (BOCA 1999) و "كود البناء القياسي" (SBC 1999) فئات الأداء الزلزالي. يشير "كود البناء العام" (IBCO 1997) إلى متطلبات التصميم الزلزالي للمناطق الزلزالية، في حين أن طبعات ACI 318 قبل عام 2008 تتعلق بمتطلبات التصميم الزلزالي لمستويات المخاطر الزلزالية. يرتبط الجدول R5.2.2 بمركز SDC بمصطلحات مخاطر الزلازل المستخدمة في ACI 318 لعدة إصدارات قبل إصدار عام 2008، وإلى الطرق المختلفة لتعيين متطلبات التصميم المستخدمة في الولايات المتحدة بموجب كودات البناء النموذجية المختلفة، ASCE / SEI 7 القياسي، والبرنامج الوطني للحد من مخاطر الزلازل (NEHRP 1994). يتم تحديد متطلبات التصميم للمنشآت المقاومة للزلازل في هذا الكود من قبل SDC التي تم تعيين المنشأ لها. بشكل عام، يتعلق SDC بمستوى الخطر الزلزالي، ونوع التربة، والمشغولية، واستخدام المباني. يقع التعيين عن مبنى إلى SDC تحت سلطة كود البناء العام وليس هذا الكود.

في حالة عدم وجود كود البناء العام الذي يحدد أحمال الزلازل وتقسيم المناطق الزلزالية، فإن الغرض من اللجنة 318 هو أن يكون تطبيق الشروط الخاصة بالتصميم المقاوم للزلازل متماشياً مع المعايير الوطنية أو كودات البناء النموذجية مثل ASCE / SEI 7، IBC 2012 و NFPA 5000. تحدد كودات البناء النموذجية أيضاً معاملات التضخيم في المقاومة  $\Omega_0$  التي ترتبط بنظام مقاومة القوة الزلزالية المستخدمة في منشأ وتصميم عناصر معينة.

Table R5.2.2—Correlation between seismic-related terminology in model codes

جدول R5.2.2 - العلاقة بين المصطلحات ذات الصلة بالزلازل في الكودات النموذجية

Table R5.2.2—Correlation between seismic-related terminology in model codes

Code, standard, or resource document and edition	Level of seismic risk or assigned seismic performance or design categories as defined in the Cod		
ACI 318My-08, ACI 318M-11, ACI 318M-14, ACI 318-19; IBC of 2000, 2003, 2006, 2009, 2012, 2015, 2018; NFPA 5000 of 2003, 2006, 2009, 2012, 2015, 2018; ASCE 7-98, 7-02, 7-05, 7-10, 7-16; NEHRP 1997, 2000, 2003, 2009, 2015	SDC <sup>[1]</sup> A, B	SDC C	SDC D, E, F
ACI 318-05 and previous editions	Low seismic risk	Moderate/intermediate seismic risk	High seismic risk
BOCA National Building Code 1993, 1996, 1999; Standard Building Code 1994, 1997, 1999; ASCE 7-93, 7-95; NEHRP 1991, 1994	SPC <sup>[2]</sup> A, B	SPC C	SPC D, E
Uniform Building Code 1991, 1994, 1997	Seismic Zone 0, 1	Seismic Zone 2	Seismic Zone 3, 4

<sup>[1]</sup>SDC = seismic design category as defined in code, standard, or resource document.

<sup>[2]</sup>SPC = seismic performance category as defined in code, standard, or resource document.

[1] SDC = فئة التصميم الزلزالي كما تم تعريفها في الكود أو المعيار أو مصدر الوثيقة.

[2] SPC = فئة الأداء الزلزالي كما تم تعريفها في الكود أو المعيار أو مصدر الوثيقة.

**5.3—Load factors and combinations**

**5.3.1** Required strength  $U$  shall be at least equal to the effects of factored loads in Table 5.3.1, with exceptions and additions in 5.3.3 through 5.3.12.

**5.3 — تراكييب ومعاملات الأحمال**

**5.2.3** يجب ان تكون المقاومة المطلوبة تساوي على الأقل التأثيرات للأحمال المصعدة كما في الجدول 5.3.1 مع الاستثناءات والاضافات في 5.3.3 حتى 5.3.12.

**Table 5.3.1—Load combinations**

Load combination	Equation	Primary load
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	$D$
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(5.3.1b)	$L$
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + (1.0L \text{ or } 0.5W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ or } S \text{ or } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$	(5.3.1d)	$W$
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	$E$
$U = 0.9D + 1.0W$	(5.3.1f)	$W$
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	$E$

**R5.3—Load factors and combinations**

**R5.3.1** The required strength  $U$  is expressed in terms of factored loads. Factored loads are the loads specified in the general building code multiplied by appropriate load factors. If the load effects such as internal forces and moments are linearly related to the loads, the required strength  $U$  may be expressed in terms of load effects multiplied by the appropriate load factors with the identical result. If the load effects are nonlinearly related to the loads, such as frame P-delta effects (Rogowsky and Wight 2010), the loads are factored before determining the load effects. Typical practice for foundation design is discussed in R13.2.6.1. Nonlinear finite element analysis using factored load cases is discussed in R6.9.3. The factor assigned to each load is influenced by the degree of accuracy to which the load effect usually can be calculated and the variation that might be expected in the load during the lifetime of the structure. Dead loads, because they are more accurately determined and less variable, are assigned a lower load factor than live loads. Load factors also account for variability in the structural analysis used to calculate moments and shears. The Code gives load factors for specific combinations of loads. In assigning factors to combinations of loading, some consideration is given to the probability of simultaneous occurrence. While most of the usual combinations of loadings are included, it should not be assumed that all cases are covered. Due regard is to be given to the sign (positive or negative) in determining  $U$  for combinations of loadings, as one type of loading may produce effects of opposite sense to that produced by another type. The load combinations with  $0.9D$  are included for the case where a higher dead load reduces the effects of other loads. The loading case may also be critical for tension-controlled column sections. In such a case, a reduction in compressive axial load or development of tension with or without an increase in moment may result in a critical load combination. Consideration should be given to various combinations of loading to determine the most critical design condition. This is particularly true when strength is dependent on more than one load effect, such as strength for combined flexure and axial load or shear strength in members with axial load. If unusual circumstances require greater reliance on the strength of particular members than circumstances encountered in usual practice, some reduction in the stipulated strength reduction factors  $\phi$  or increase in the stipulated load factors may be appropriate for such members. Rain load  $R$  in Eq. (5.3.1b), (5.3.1c), and (5.3.1d) should account for all likely accumulations of water. Roofs should be designed with sufficient slope or camber to ensure adequate drainage accounting for any long-term deflection of the roof due to the dead loads. If deflection of roof members may result in ponding of water accompanied by increased deflection and additional ponding, the design should ensure that this process is self-limiting.

Model building codes and design load references refer to earthquake forces at the strength level, and the corresponding load factor is 1.0 (ASCE/SEI 7; BOCA 1999; SBC 1999; UBC (ICBO 1997); 2018 IBC). In the absence of a general building code that prescribes strength level earthquake effects, a higher load factor on  $E$  would be required. The load effect  $E$  in model building codes and design load reference standards includes the effect of both horizontal and vertical ground motions (as  $E_h$  and  $E_v$ , respectively). The effect for vertical ground motions is applied as an addition to or subtraction from the dead load effect ( $D$ ), and it applies to all structural elements, whether part of the seismic force resisting system or not, unless specifically excluded by the general building code.

### 5.3.3- تراكيب ومعاملات الأحمال

**5.3.3.1** يعبر عن المقاومة المطلوبة  $U$  من حيث الأحمال المؤثرة. الأحمال المركبة هي الأحمال المحددة في كود البناء العام مضروبة بمعاملات الحمل المناسبة. إذا كانت تأثيرات التحميل مثل القوى الداخلية والعزوم مرتبطة خطياً بالأحمال ، فقد يتم التعبير عن المقاومة المطلوبة  $U$  من حيث تأثيرات الحمل مضروبة في معاملات الحمل المناسبة مع النتيجة متطابقة. إذا كانت تأثيرات التحميل مرتبطة بشكل غير خطي بالأحمال ، مثل تأثيرات الإطار  $P$ - $\delta$  (Rogowsky و Wight 2010) ، يتم أخذ الأحمال في الحسبان قبل تحديد تأثيرات التحميل. تمت مناقشة التطبيقات النموذجية لتصميم الأساس في 13.2.6.1. تمت مناقشة تحليل العناصر المحدودة اللاخطية باستخدام حالات التحميل المؤثرة في 6.9.3. يتأثر العامل المعين لكل حمولة بدرجة الدقة التي يمكن عادة حساب تأثيرها والتغيير الذي قد يكون متوقعاً في الحمل خلال فترة عمر المنشأ. يتم تعيين معامل الحمل أقل من الأحمال الميتة ، نظراً لأنه يتم تحديدها بشكل أكثر دقة وأقل تغييراً. معاملات الحمل مسؤولة أيضاً عن التباين في التحليل الإنشائي المستخدم لحساب العزوم وقوى القص. يعطي الكود معاملات تحميل لتراكيب محددة من الأحمال. عند تعيين معاملات تراكيب الأحمال ، يتم ادخال بعض الاعتبار لاحتمال حدوث متزامن. بينما يتم تضمين معظم تراكيب الحمل المعتادة ، لا ينبغي افتراض أن جميع الحالات مغطاة. يجب ادخال الاعتبار الواجب للعلامة (موجب أو سالب) عند تحديد  $U$  لتراكيب الأحمال ، لأن أحد أنواع التحميل قد ينتج عنه تأثيرات ذات معنى معاكس لتلك المنتجة بواسطة نوع آخر. يتم تضمين تراكيب الحمل مع 0.9  $D$  للحالة حيث يقلل الحمل الميت العالي من آثار الأحمال الأخرى. قد تكون حالة التحميل مهمة أيضاً لأقسام الأعمدة التي يتحكم فيها الشد. في مثل هذه الحالة ، قد يؤدي انخفاض الحمل المحوري الضاغط أو تطور الشد مع أو بدون زيادة في الوقت الحالي إلى تركيبة تحميل حرجية. يجب إيلاء الاعتبار لتراكيب مختلفة من التحميل لتحديد حالة التصميم الأكثر أهمية. يكون هذا صحيحاً بشكل خاص عندما تعتمد القوة على أكثر من تأثير حمل واحد ، مثل قوة الحمل المركب والحمل المحوري أو قوة القص في العناصر ذوي الحمل المحوري. إذا كانت الظروف غير العادية تتطلب اعتماداً أكبر على قوة عناصر معينين مقارنة بالظروف التي تمت مواجهتها في التطبيقات المعتادة ، فقد يكون بعض التخفيض في معاملات تقليل المقاومة المنصوص عليها أو زيادة معاملات الحمل المحددة مناسباً لهؤلاء العناصر. حمولة المطر  $R$  في Eq. (5.3.1b) و (5.3.1c) يجب أن تفسر جميع الالاحتمالية للمياه. يجب تصميم الأسطح بميل أو منحدر كافٍ لضمان حساب تصريف مناسب لأي تشوه طويل الأجل للسقف بسبب الأحمال الميتة. إذا كان من الممكن أن يؤدي تشريح عناصر السطح إلى تراكم المياه المصحوبة بزيادة التشوه وبركة إضافية ، يجب أن يضمن التصميم أن هذه العملية محدودة ذاتياً.

تشير كودات البناء النموذجية ومراجع الاحمال التصميمية إلى قوى الزلازل على مستوى المقاومة ، ومعامل الحمل المقابل هو ASCE / SEI 7 1.0 ؛ BOCA 1999 ؛ SBC 1999 ؛ UBC (ICBO 1997) ؛ 2018 IBC. في حالة عدم وجود كود بناء عام يصف تأثيرات زلازل مستوى المقاومة ، ستكون هناك حاجة إلى معامل تحميل أعلى على  $E$ . يشمل تأثير الحمل  $E$  في أكواد البناء النموذجية ومعايير مرجع الاحمال التصميمية تأثير كل من الحركات الأرضية الأفقية والعمودية (مثل  $E_h$  و  $E_v$  ، على التوالي). يتم تطبيق تأثير حركات الأرض العمودية كإضافة إلى الحمل الميت ( $D$ ) أو الطرح منه ، وينطبق على جميع العناصر الإنشائية ، سواء كانت جزءاً من نظام مقاومة الزلازل أم لا ، ما لم يتم استبعادها على وجه التحديد من كود البناء العام.



## CODE

### الكود

**5.3.2** The effect of one or more loads not acting simultaneously shall be investigated.

**5.3.2** يجب التحقيق في تأثير واحد أو أكثر من الأحمال التي لا تعمل في وقت واحد.

**5.3.3** The load factor on live load  $L$  in Eq. (5.3.1c), (5.3.1d), and (5.3.1e) shall be permitted to be reduced to 0.5 except for (a), (b), or (c):

- (a) Garages
- (b) Areas occupied as places of public assembly
- (c) Areas where  $L$  is greater than 4.8 KN/m<sup>2</sup>

**5.3.3** معامل الحمل على الحمل الحي  $L$  في المعادلة (5.3.1c) و (5.3.1d) ، و (5.3.1e) يسمح بتخفيضها إلى 0.5 باستثناء (أ) أو (ب) أو (ج):  
 (أ) الكراجات أو مواقف السيارات  
 (ب) المناطق المشغولة كأماكن للتجمع العام  
 (ج) المناطق التي تكون فيها  $L$  أكبر من 4.8 KN/m<sup>2</sup>

**5.3.4** If applicable,  $L$  shall include (a) through (f):

- (a) Concentrated live loads
- (b) Vehicular loads
- (c) Crane loads
- (d) Loads on hand rails, guardrails, and vehicular barrier systems
- (e) Impact effects
- (f) Vibration effects

**5.3.4** إذا كان ذلك ينطبق، يجب أن تتضمن  $L$  (أ) إلى (و):  
 (أ) الأحمال الحية المركزة  
 (ب) حمولات المركبات  
 (ج) حمولة رافعة  
 (د) الأحمال على قضبان السكة الحديدية، وحواجز الحماية، وأنظمة حاجز المركبات  
 (هـ) تأثيرات الصدم  
 (و) تأثيرات الاهتزاز

**5.3.5** If wind load  $W$  is based on service-level loads,  $1.6W$  shall be used in place of  $1.0W$  in Eq. (5.3.1d) and (5.3.1f), and  $0.8W$  shall be used in place of  $0.5W$  in Eq. (5.3.1c).

**5.3.5** إذا كان حمل الرياح  $W$  يعتمد على الأحمال في مستوى الخدمة، فيتم استخدام  $1.6W$  بدلاً من  $1.0W$  في المعادلة (5.3.1d) و (5.3.1f) ، و يجب استخدام  $0.8W$  بدلاً من  $0.5W$  في المعادلة (5.3.1c).

## COMMENTARY

### التعليق

**R5.3.3** The load modification factor in this provision is different than the live load reductions based on the loaded area that may be allowed in the general building code. The live load reduction, based on loaded area, adjusts the nominal live load ( $L_0$  in ASCE/SEI 7) to  $L$ . The live load reduction, as specified in the general building code, can be used in combination with the 0.5 load factor specified in this provision.

**R5.3.3** يختلف معامل تعديل الحمل في هذا الحكم عن التخفيضات في الأحمال الحية استناداً إلى منطقة التحميل التي يسمح بها في كود المبنى العام. تخفيض الحمل الحي، استناداً إلى منطقة التحميل، تعدل الحمل الحي الاسمي ( $L_0$  في ASCE / SEI 7) إلى  $L$ . يمكن استخدام تخفيض الحمل الحي، كما هو محدد في كود المبنى العام، مع معامل التحميل 0.5 المحدد في هذا الحكم.

**R5.3.5** In ASCE/SEI 7-05, wind loads are consistent with service-level design; a wind load factor of 1.6 is appropriate for use in Eq. (5.3.1d) and (5.3.1f) and a wind load factor of 0.8 is appropriate for use in Eq. (5.3.1c). ASCE/SEI 7-16 prescribes wind loads for strength-level design and the wind load factor is 1.0. Design wind speeds for strength-level design are based on storms with mean recurrence intervals of 300, 700, and 1700 years depending on the risk category of the structure. The higher load factors in 5.3.5 apply where service-level wind loads corresponding to a 50-year mean recurrence interval are used for design.

**R5.3.5** في ASCE / SEI 7-05 ، تتوافق أحمال الرياح مع تصميم مستوى الخدمة ؛ عامل حمل الرياح 1.6 مناسب للاستخدام في (Eq. (5.3.1d) و (5.3.1f) ) وعامل حمل الرياح 0.8 مناسب للاستخدام في (Eq. (5.3.1c)). ASCE / SEI 7-16 يصف أحمال الرياح لتصميم مستوى المقاومة ومعامل حمل الرياح هو 1.0. تعتمد سرعات الرياح التصميمية للتصميم على مستوى القوة على العواصف بترددات تكرار متوسطة تبلغ 300 و 700 و 1700 عامًا اعتماداً على فئة مخاطر المنشأ. تنطبق معاملات الحمل الأعلى في 5.3.5 عند استخدام أحمال الرياح على مستوى الخدمة المقابلة لفواصل تكرار متوسط قدره 50 عامًا للتصميم.

**5.3.6** The structural effects of forces due to restraint of volume change and differential settlement  $T$  shall be considered in combination with other loads if the effects of  $T$  can adversely affect structural safety or performance. The load factor for  $T$  shall be established considering the uncertainty associated with the likely magnitude of  $T$ , the probability that the maximum effect of  $T$  will occur simultaneously with other applied loads, and the potential adverse consequences if the effect of  $T$  is greater than assumed. The load factor on  $T$  shall not have a value less than 1.0.

5.3.6 يجب النظر في التأثيرات الإنشائية للقوى الناتجة عن تقييد تغير الحجم والهبوط المتفاوت  $T$  جنباً إلى جنب مع الأحمال الأخرى إذا كانت تأثيرات  $T$  يمكن أن تؤثر سلباً على السلامة أو الأداء الإنشائي. يجب تحديد معامل الحمل  $T$  مع مراعاة عدم التأكد المرتبط بالحدود المحتملة لـ  $T$ ، واحتمال حدوث أقصى تأثير لـ  $T$  في وقت واحد مع الأحمال الأخرى المطبقة، والعواقب الضارة المحتملة إذا كان تأثير  $T$  أكبر من المفترض. يجب ألا يكون معامل الحمل على  $T$  قيمة أقل من 1.0.

**5.3.7** If fluid load  $F$  is present, it shall be included in the load combination equations of 5.3.1 in accordance with (a), (b), (c) or (d):

- If  $F$  acts alone or adds to the effects of  $D$ , it shall be included with a load factor of 1.4 in Eq. (5.3.1a).
- If  $F$  adds to the primary load, it shall be included with a load factor of 1.2 in Eq. (5.3.1b) through (5.3.1e).
- If the effect of  $F$  is permanent and counteracts the primary load, it shall be included with a load factor of 0.9 in Eq. (5.3.1g).
- If the effect of  $F$  is not permanent but, when present, counteracts the primary load,  $F$  shall not be included in Eq. (5.3.1a) through (5.3.1g).

5.3.7 إذا كان حمل السوائل  $f$  موجوداً، فيجب إدخاله في معادلات تراكيب الأحمال 5.3.1 وفقاً لـ (a)، (ب) أو (ج) أو (د):  
(أ) إذا كانت  $F$  تعمل بمفردها أو تضيف إلى تأثيرات  $D$ ، فيجب إدخالها بمعامل حمل يبلغ 1.4 في المعادلة (a.5.3.1).  
(ب) إذا كانت  $F$  تضيف إلى الحمل الأساسي، فيجب إدخالها بمعامل حمل يبلغ 1.2 في المعادلة (b.5.3.1) إلى (e.5.3.1).  
(ج) إذا كان تأثير  $F$  ثابتاً ومعاكساً للحمل الأساسي، فيجب إدخالها بمعامل حمل 0.9 في المعادل (g.5.3.1).  
(د) إذا كان تأثير  $F$  غير دائم ولكن، عند وجوده، فإنه يصد الحمل الأولي، لا يتم إدخالها في المعادلة 5.3.1a خلال (g.5.3.1).

**R5.3.6** Several strategies can be used to accommodate movements due to volume change and differential settlement. Restraint of such movements can cause significant member forces and moments, such as tension in slabs and shear forces and moments in vertical members. Forces due to  $T$  effects are not commonly calculated and combined with other load effects. Rather, designs rely on successful past practices using compliant structural members and ductile connections to accommodate differential settlement and volume change movement while providing the needed resistance to gravity and lateral loads. Expansion joints and construction closure strips are used to limit volume change movements based on the performance of similar structures. Shrinkage and temperature reinforcement, which may exceed the required flexural reinforcement, is commonly proportioned based on gross concrete area rather than calculated force. Where structural movements can lead to damage of nonductile elements, calculation of the predicted force should consider the inherent variability of the expected movement and structural response. A long-term study of the volume change behavior of precast concrete buildings (Klein and Lindenberg 2009) recommends procedures to account for connection stiffness, thermal exposure, member softening due to creep, and other factors that influence  $T$  forces. Fintel et al. (1986) provides information on the magnitudes of volume change effects in tall structures and recommends procedures for including the forces resulting from these effects in design.

**R5.3.6** يمكن استخدام العديد من الاستراتيجيات لاستيعاب الأزاحات بسبب تغير الحجم والهبوط المتفاوت. يمكن أن يؤدي التقييد لمثل هذه الأزاحات إلى إحداث قوى وعزوم للعناصر المهمة، مثل الشد في البلاطات وقوى القص والعزوم في العناصر الرأسية. لا تحسب عادةً القوى الناجمة عن تأثيرات  $T$  وتدمج مع تأثيرات الحمول الأخرى. بدلاً من ذلك، تعتمد التصميم على تطبيقات الماضي الناجحة باستخدام عناصر إنشائية متوافقة ووصلات مرنة لاستيعاب الهبوط المتفاوت وحركة تغيير الحجم مع توفير المقاومة اللازمة للأحمال الرأسية والأحمال الجانبية. يتم استخدام فواصل التمدد وشرائط إغلاق البناء للحد من حركات تغيير الحجم بناءً على أداء المنشآت المماثلة. إن تسليح الاتكماش ودرجة الحرارة، والتي قد تتجاوز تسليح الانحناء المطلوب، عادة ما تكون متناسبة مع بعضها على أساس المساحة الكلية للخرسانة بدلاً من القوة المحسوبة. وحيثما يمكن للأزاحات الإنشائية أن تؤدي إلى تلف العناصر الغير مرنة، فإن حساب القوة المتوقعة ينبغي أن يأخذ في الاعتبار التغير الملازم للحركة المتوقعة والاستجابة الإنشائية. توصي دراسة طويلة المدى لسلوك تغيير الحجم للمباني الخرسانية مسبقة الصب (كلاين ولينينبرغ 2009) بإجراءات لمراعاة جساءة الوصلة والتعرض الحراري وتيسير العناصر بسبب الزحف وغيرها من العوامل التي تؤثر على قوى  $T$ . Fintel et al. (1986) يوفر معلومات حول كمية تأثيرات تغير الحجم في المنشآت العالية ويوصي بإجراءات إدخال القوى الناتجة عن هذه التأثيرات في التصميم



## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**5.3.8** If lateral earth pressure  $H$  is present, it shall be included in the load combination equations of 5.3.1 in accordance with (a), (b), or (c):

(a) If  $H$  acts alone or adds to the primary load effect, it shall be included with a load factor of 1.6.

(b) If the effect of  $H$  is permanent and counteracts the primary load effect, it shall be included with a load factor of 0.9.

(c) If the effect of  $H$  is not permanent but, when present, counteracts the primary load effect,  $H$  shall not be included.

5.3.8 في حالة وجود ضغوط التربة الجانبية  $H$  ، فإنه يجب إدخاله في معادلات تراكيب الأحمال 5.3.1 وفقاً لـ (a) أو (b) أو (c):  
(أ) إذا كان  $H$  يعمل بمفرده أو يضيف إلى تأثير الحمل الأساسي، فيجب إدخاله بمعامل حمل يبلغ 1.6.  
(ب) إذا كان تأثير  $H$  دائماً ويعاكس تأثير الحمل الأساسي، فيجب إدخاله بمعامل حمل 0.9.  
(ج) إذا كان تأثير  $H$  غير دائم ولكن، عند وجوده، فإنه يتعارض مع تأثير الحمل الأساسي، لا يتم إدخال  $H$ .

**5.3.9** If a structure is in a flood zone, the flood loads and the appropriate load factors and combinations of ASCE/SEI 7 shall be used.

5.3.9 إذا كان المنشأ في منطقة فيضان، فيجب استخدام أحمال الفيضان ومعاملات وتراكيب الأحمال المناسبة ASCE / SEI 7.

**5.3.10** If a structure is subjected to forces from atmospheric ice loads, the ice loads and the appropriate load factors and combinations of ASCE/SEI 7 shall be used.

5.3.10 إذا تعرض المنشأ لقوى من أحمال الجليد، فيجب استخدام أحمال الثلج ومعاملات وتراكيب الأحمال المناسبة ASCE / SEI 7.

**5.3.11** Required strength  $U$  shall include internal load effects due to reactions induced by prestressing with a load factor of 1.0.

5.3.11 يجب أن تشمل المقاومة المطلوبة  $U$  تأثيرات الحمولات الداخلية بسبب التفاعلات الناتجة عن الإجهاد المسبق بمعامل حمل يبلغ 1.0.

**R5.3.8** The required load factors for lateral pressures from soil, water in soil, and other materials, reflect their variability and the possibility that the materials may be removed. The commentary of ASCE/SEI 7 includes additional useful discussion pertaining to load factors for  $H$

R5.3.8 معاملات الحمل المطلوبة للضغوط الجانبية من التربة والمياه في التربة ومواد أخرى ، وتعكس اختلاف وإمكانية إزالة المواد. يتضمن شرح ASCE / SEI 7 مناقشة مفيدة إضافية تتعلق بمعاملات الحمولة لـ  $H$

**R5.3.9** Areas subject to flooding are defined by flood hazard maps, usually maintained by local governmental jurisdictions.

R5.3.9 حددت المناطق الخاضعة للمخاطر بخرائط الخطر، التي عادة ما تحتفظ بها الهيئات الحكومية المحلية.

**R5.3.10** Ice buildup on a structural member increases the applied load and the projected area exposed to wind. ASCE/SEI 7 provides maps of probable ice thicknesses due to freezing rain, with concurrent 3-second gust speeds, for a 50-year return period.

R5.3.10 تراكم الجليد على عنصر أنشائي يزيد من الحمولة المطبقة والمساحة المتوقعة المعرضة للرياح. يوفر ASCE / SEI 7 خرائط لسمك جليدية محتملة بسبب الأمطار المتجمدة، مع سرعات متزامنة مدتها 3 ثوان، لفترة معاودة لمدة 50 عاماً.

**R5.3.11** For statically indeterminate structures, the internal load effects due to reactions induced by prestressing forces, sometimes referred to as secondary moments, can be significant (Bondy 2003; Lin and Thornton 1972; Collins and Mitchell 1997).

R5.3.11 بالنسبة للمنشآت الغير مُحددة أستانيكيا، يمكن أن تكون تأثيرات الحمل الداخلي الناجمة عن ردود الأفعال التي تحدث بواسطة قوى الإجهاد المسبق ، التي يشار إليها أحياناً بالعزوم الثانوية ، شاملة (Bondy 2003 ؛ Lin و Thornton 1972 ؛ Collins و Mitchell 1997).

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**5.3.12** For post-tensioned anchorage zone design, a load factor of 1.2 shall be applied to the maximum prestressing reinforcement jacking force.

**5.3.12** بالنسبة لتصميم منطقة التثبيت لاحقة الشد، يتم تطبيق معامل حمل 1.2 على أقصى قوة رفع لتسليح الإجهاد المسبق.

**R5.3.12** The load factor of 1.2 applied to the maximum tendon jacking force results in a design load of about 113 percent of the specified prestressing reinforcement yield strength, but not more than 96 percent of the nominal tensile strength of the prestressing reinforcement. This compares well with the maximum anchorage capacity, which is at least 95 percent of the nominal tensile strength of the prestressing reinforcement.

**R5.3.12** إن معامل الحمل البالغ 1.2 الذي تم تطبيقه على كابل الشد لقوة الرفع القصوى ينتج عنه حمل تصميمي يبلغ حوالي 113٪ من قوة خضوع تسليح الإجهاد المسبق ، ولكن ليس أكثر من 96٪ من قوة الشد الاسمية للتسليح الإجهاد المسبق. ويقارن هذا بشكل جيد مع قدرة التثبيت القصوى، والتي هي على الأقل 95 في المائة من قوة الشد الاسمية لحديد الإجهاد المسبق.

**5.3.13** Load factors for the effects of prestressing used with the strut-and-tie method shall be included in the load combination equations of 5.3.1 in accordance with (a) or (b):

(a) A load factor of 1.2 shall be applied to the prestressing effects where the prestressing effects increase the net force in struts or ties.

(b) A load factor of 0.9 shall be applied to the prestressing effects where the prestressing effects reduce the net force in struts or ties.

**5.3.13** يجب إدراج معاملات الحمل لآثار الإجهاد المسبق المستخدمة مع طريقة الركيزة - الشداد في معادلات تراكيب الاحمال البالغة 5.3.1 وفقاً لـ (أ) أو (ب):

(أ) يطبق معامل الحمل 1.2 على تأثيرات الإجهاد المسبق حيث تزيد تأثيرات الإجهاد المسبق من القوة الصافية في الدعامات أو الشدادات.

(ب) يطبق معامل الحمل 0.9 على التأثيرات المسبقة حيث تقلل التأثيرات المسبقة من القوة الصافية في الدعامات أو الشدادات.

## CHAPTER 6—STRUCTURAL ANALYSIS

### 6.1—Scope

6.1.1 This chapter shall apply to methods of analysis, modeling of members and structural systems, and calculation of load effects.

### الفصل 6 - التحليل الإنشائي

#### 6.1 المجال

6.1.1 ينطبق هذا الفصل على طرق التحليل، ونمذجة العناصر والأنظمة الإنشائية، وحساب تأثيرات الأحمال.

### 6.2—General

6.2.1 Members and structural systems shall be permitted to be modeled in accordance with 6.3.

#### 6.2 عام

6.2.1 يُسمح للعناصر والنظم الإنشائية بأن يتم تصميمها وفقاً للنموذج 6.3.

6.2.2 All members and structural systems shall be analyzed for the maximum effects of loads including the arrangements of live load in accordance with 6.4.

6.2.2 يجب تحليل جميع العناصر والأنظمة الإنشائية للحصول على أقصى تأثير للأحمال بما في ذلك ترتيبات الحمل الحي وفقاً لـ 6.4.

## R6—STRUCTURAL ANALYSIS

### R6.1—Scope

The structural analysis provisions of previous codes have been reorganized to clarify the analysis requirements of this Code. Section 6.2 provides general requirements that are applicable for all analysis procedures. Section 6.2.4 directs the licensed design professional to specific analysis provisions that are not contained in this chapter. Sections 6.2.4.1 and 6.2.4.2 identify analysis provisions that are specific to two-way slabs and walls. Section 6.3 addresses modeling assumptions used in establishing the analysis model. Section 6.4 prescribes the arrangements of live loads that are to be considered in the analysis. Section 6.5 provides a simplified method of analysis for nonprestressed continuous beams and one-way slabs that can be used in place of a more rigorous analysis when the stipulated conditions are satisfied. Section 6.6 includes provisions for a comprehensive first order analysis. Cracked sections and creep are included in the analysis. Section 6.7 includes provisions for an elastic second-order analysis. Inclusion of the effects of cracking and creep is required. Section 6.8 includes provisions for an inelastic, second order analysis. Section 6.9 includes provisions for the use of the finite element method.

### R6 - التحليل الإنشائي

#### R6.1 المجال

تمت إعادة تنظيم أحكام الكود السابقة للتحليل الإنشائي لتوضيح متطلبات تحليل هذا الكود. يقدم القسم 6.2 المتطلبات العامة القابلة للتطبيق في جميع إجراءات التحليل. القسم 6.2.4 يوجه محترف التصميم المرخص لأحكام التحليل المحددة التي لا ترد في هذا الفصل. تحدد الأقسام 6.2.4.1 و 6.2.4.2 الشروط التحليلية المحددة لبلاطات ثنائية الاتجاه والجدران. يتناول القسم 6.3 افتراضات النمذجة المستخدمة في إنشاء نموذج تحليلي. ينص القسم 6.4 على ترتيبات الأحمال الحية التي يجب أخذها بعين الاعتبار في التحليل. يقدم القسم 6.5 طريقة التحليل المبسطة للكمرات المستمرة الغير مسبقة الأجهاد وبلاطات في اتجاه واحد التي يمكن استخدامها بدلاً من تحليل أكثر صرامة عندما يتم استيفاء الشروط المنصوص عليها. يتضمن القسم 6.6 أحكاماً لتحليل شامل من الدرجة الأولى. يتم إدخال المقاطع المتشققة والزحف في التحليل. يتضمن المقطع 6.7 أحكاماً للتحليل المرن من الدرجة الثانية. مطلوب إدخال تأثيرات التشقق والزحف.

يتضمن القسم 6.8 أحكاماً لتحليل غير المرن من الدرجة الثانية.

يتضمن القسم 6.9 أحكاماً لاستخدام طريقة العنصر المحدد.

### R6.2—General

#### R6.2 عام

**6.2.3** Methods of analysis permitted by this chapter shall be (a) through (e):

- (a) The simplified method for analysis of continuous beams and one-way slabs for gravity loads in 6.5
- (b) First-order in 6.6
- (c) Elastic second-order in 6.7
- (d) Inelastic second-order in 6.8
- (e) Finite element in 6.9

**6.2.3** يجب أن تكون طرق التحليل التي يسمح بها هذا الفصل من (أ) إلى (هـ):  
(أ) الطريقة المبسطة لتحليل الكمرات المستمرة والبلاطات في اتجاه واحد للأحمال الرأسية في 6.5  
(ب) درجة أولى في 6.6  
(ج) درجة ثانية - المرن في 6.7  
(د) درجة ثانية - الغير مرن في 6.8  
(هـ) العنصر المحدود في 6.9

**6.2.4** Additional analysis methods that are permitted include 6.2.4.1 through 6.2.4.4.

**6.2.4** طرق التحليل الإضافية المسموح بها تشمل 6.2.4.1 حتى 6.2.4.4.

**6.2.4.1** Two-way slabs shall be permitted to be analyzed for gravity loads in accordance with (a) or (b):

- (a) Direct design method for nonprestressed slabs
- (b) Equivalent frame method for nonprestressed and prestressed slabs

**6.2.4.1** يُسمح بتحليل البلاطات ثنائية الاتجاه بحثاً عن أحمال الجاذبية وفقاً لـ (أ) أو (ب): (أ) طريقة التصميم المباشر للبلاطات غير مسبقة الإجهاد (ب) طريقة الإطار المكافئ للبلاطات غير مسبقة الإجهاد والإجهاد المسبق.

**6.2.4.2** Slender walls shall be permitted to be analyzed in accordance with 11.8 for out-of-plane effects.

**6.2.4.2** يسمح بتحليل الجدران النحيفة وفقاً لما هو 11.8 بالنسبة للتأثيرات الخارجية.

**6.2.4.3** Diaphragms shall be permitted to be analyzed in accordance with 12.4.2.

**6.2.4.3** يجب أن يسمح بتحليل الأغشية الإنشائية وفقاً لـ 12.4.2.

**R6.2.3** A first-order analysis satisfies the equations of equilibrium using the original undeformed geometry of the structure. When only first-order results are considered, slenderness effects are not accounted for. Because these effects can be important, 6.6 provides procedures to calculate both individual member slenderness ( $P\delta$ ) effects and sidesway ( $PA$ ) effects for the overall structure using the first-order results. A second-order analysis satisfies the equations of equilibrium using the deformed geometry of the structure. If the second-order analysis uses nodes along compression members, the analysis accounts for slenderness effects due to lateral deformations along individual members, as well as sidesway of the overall structure. If the second-order analysis uses nodes at the member intersections only, the analysis captures the sidesway effects for the overall structure but neglects individual member slenderness effects. In this case, the moment magnifier method (6.6.4) is used to determine individual member slenderness effects. Finite element analysis was introduced in the 2014 Code to explicitly recognize a widely used analysis method.

**R6.2.3** يفى التحليل من الدرجة الأولى بمعادلات التوازن باستخدام الشكل الهندسي الأصلي الغير مشوه للمنشأ. عندما يتم النظر في نتائج التحليل من الدرجة الأولى فقط، لا يتم احتساب تأثيرات النحافة. ولأن هذه التأثيرات يمكن أن تكون مهمة، فإن 6.6 يوفر إجراءات لحساب كل من تأثيرات النحافة المستقلة للعناصر ( $P\delta$ ) وتأثيرات الانتقال الجانبي ( $PA$ ) لكامل المنشأ باستخدام نتائج التحليل من الدرجة الأولى. يفى تحليل من الدرجة الثانية بمعادلات التوازن باستخدام الشكل الهندسي المشوه للمنشأ. إذا كان تحليل من الدرجة الثانية يستخدم عقداً على طول عناصر الضغط فالتحليل يحسب تأثيرات النحافة بسبب التشوهات الجانبية على طول العناصر المستقلة، بالإضافة إلى الانتقال الجانبي لكامل المنشأ. إذا كان تحليل من الدرجة الثانية يستخدم العقد في تقاطعات العناصر فقط، فإن التحليل يأخذ تأثيرات الانتقال الجانبي لكامل المنشأ ولكنه يهمل تأثيرات النحافة للعنصر المستقل. في هذه الحالة، يتم استخدام طريقة تكبير العزم (6.6.4) لتحديد تأثيرات النحافة للعنصر المستقل. تم تقديم طريقة تحليل العناصر المحدودة في كود 2014 للاعتراف بالضبط بطريقة التحليل المستخدمة على نطاق واسع.

**R6.2.4.1** Code editions from 1971 to 2014 contained provisions for use of the direct design method and the equivalent frame method. These methods are well-established and are covered in available texts. These provisions for gravity load analysis of two-way slabs have been removed from the Code because they are considered to be only two of several analysis methods currently used for the design of two-way slabs. The direct design method and the equivalent frame method of the 2014 Code, however, may still be used for the analysis of two-way slabs for gravity loads.

**R6.2.4.1** احتوت إصدارات الكود من عام 1971 إلى 2014 على أحكام لاستخدام طريقة التصميم المباشر وطريقة الإطار المكافئ. هذه الأساليب راسخة ومغطاة بالنصوص المتاحة. تمت إزالة هذه الأحكام الخاصة بتحليل حمل الجاذبية للبلاطات ذات الاتجاهين من الكود نظراً لأنها تعتبر طريقتين فقط من عدة طرق تحليل تستخدم حالياً لتصميم بلاطات ثنائية الاتجاه. ومع ذلك، لا يزال من الممكن استخدام طريقة التصميم المباشر وطريقة الإطار المكافئ لكود 2014 لتحليل البلاطات ثنائية الاتجاه لأحمال الراسية.

6.2.4.4 A member or region shall be permitted to be analyzed and designed using the strut-and-tie method in accordance with Chapter 23.

6.2.4.4 يُسمح بتحليل وتصميم العنصر أو العقدة باستخدام طريقة الركيزة-الشداد وفقاً للفصل 23.

#### 6.2.5 Slenderness effects

6.2.5.1 Slenderness effects shall be permitted to be neglected if (a) or (b) is satisfied:

(a) For columns not braced against sidesway

6.2.5

6.2.5.1 يجب أن يتم إهمال تأثيرات النحافة إذا تم استيفاء (أ) أو (ب):  
(أ) للأعمدة الغير مقيدة ضد الحركة الجانبية

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 22 \quad (6.2.5a)$$

(b) For columns braced against sidesway

(ب) للأعمدة المقيدة ضد الحركة الجانبية

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 34 + 12(M_1/M_2) \quad (6.2.5b)$$

and

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 40 \quad (6.2.5c)$$

where  $M_1/M_2$  is negative if the column is bent in single curvature, and positive for double curvature. If bracing elements resisting lateral movement of a story have a total stiffness of at least 12 times the gross lateral stiffness of the columns in the direction considered, it shall be permitted to consider columns within the story to be braced against sidesway.

حيث  $M_1 / M_2$  تكون قيمة سالبة إذا كان العمود منحنيًا في انحناء واحد، وموجبة للانحناء المزدوج. إذا كانت العناصر المقيدة التي تقاوم الحركة الجانبية للطابق لها جساءة إجمالية تبلغ 12 مرة على الأقل من الجساءة الكلية الجانبية للأعمدة في الاتجاه المدروس، فيجب أن يؤخذ في الاعتبار الأعمدة ضمن الطابق لتكون مقيدة ضد الحركة الجانبية.

6.2.5.2 The radius of gyration,  $r$ , shall be permitted to be calculated by (a), (b), or (c):

$$(a) \quad r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (6.2.5.1)$$

6.2.5.2 يسمح بقياس نصف قطر الدوران،  $r$ ، بحساب (أ) أو (ب) أو (ج):

(b) 0.30 times the dimension in the direction stability is being considered for rectangular columns

(ب) 0.30 مرة في البعد في الاتجاه المستقر يجب ان يؤخذ في الاعتبار للأعمدة مستطيلة

(c) 0.25 times the diameter of circular columns

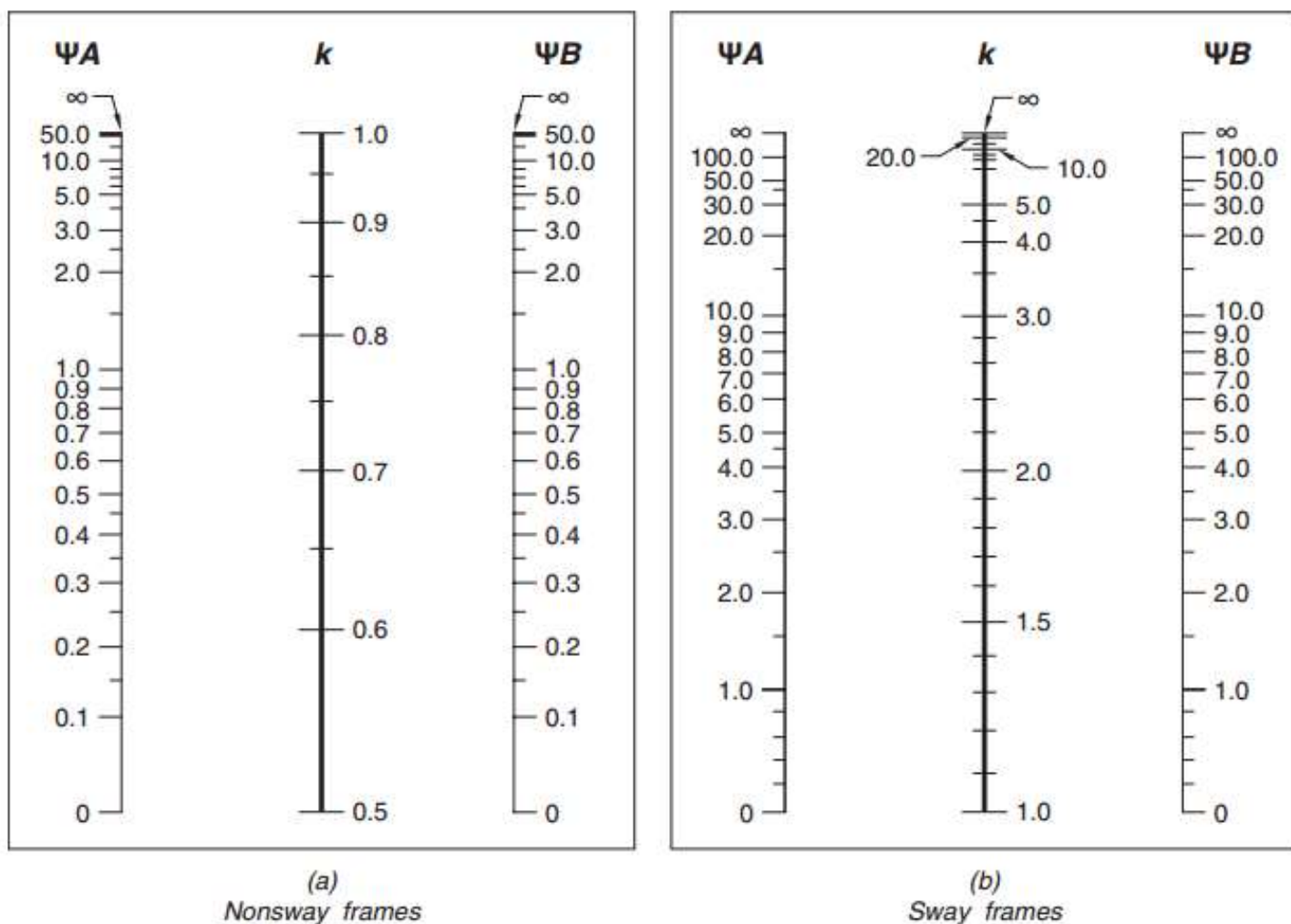
(ب) 0.25 مرة في القطر للأعمدة الدائرية

**R6.2.5** Second-order effects in many structures are negligible. In these cases, it is unnecessary to consider slenderness effects, and compression members, such as columns, walls, or braces, can be designed based on forces determined from first-order analyses. Slenderness effects can be neglected in both braced and unbraced systems, depending on the slenderness ratio ( $k\ell_u/r$ ) of the member. The sign convention for  $M_1/M_2$  has been updated so that  $M_1/M_2$  is negative if bent in single curvature and positive if bent in double curvature. This reflects a sign convention changes from the 2011 Code. The primary design aid to estimate the effective length factor  $k$  is the Jackson and Moreland Alignment Charts (Fig. R6.2.5), which provide a graphical determination of  $k$  for a column of constant cross section in a multi-bay frame (ACI SP-17(09); Column Research Council 1966). Equations (6.2.5b) and (6.2.5c) are based on Eq. (6.6.4.5.1) assuming that a 5 percent increase in moments due to slenderness is acceptable (MacGregor et al. 1970). As a first approximation,  $k$  may be taken equal to 1.0 in Eq. (6.2.5b) and (6.2.5c). The stiffness of the lateral bracing is considered based on the principal directions of the framing system. Bracing elements in typical building structures consist of shear walls or lateral braces. Torsional response of the lateral-force resisting system due to eccentricity of the structural system can increase second-order effects and should be considered.

**R6.2.5** إن التأثيرات من الدرجة الثانية في كثير من المنشآت لا تكاد تذكر. في هذه الحالات، لا داعي للنظر في تأثيرات النحافة، ويمكن تصميم عناصر الضغط، مثل الأعمدة أو الجدران أو الأقواس، استنادًا إلى القوى المحددة من تحليلات من الدرجة الأولى. يمكن إهمال تأثيرات النحافة في كل من أنظمة التقييد وغير المقيدة، اعتمادًا على نسبة النحافة ( $k\ell_u / r$ ) للعنصر. تم تحديث العلامة التقليدية  $M_1 / M_2$  بحيث تكون  $M_1 / M_2$  سالبة إذا كان منحنيًا في انحناء فردي وموجبة إذا كان منحنيًا في انحناء مزدوج. هذا يعيد تغيير العلامة التقليدية من كود 2011. إن مساعدة التصميم الأولى لتقدير معامل الطول الفعال  $k$  هي مخططات مسار جاكسون ومورلاند (الشكل R6.2.5)، والتي توفر محددات بيانية لـ  $k$  لعمود في مقطع العرضي ثابت في إطار متعدد الأضلاع (ACI SP-17(09); Column Research Council 1966).

المعادلة (6.6.4.5.1) بافتراض أن الزيادة بنسبة 5 % في العزوم بسبب النحافة مقبولة (MacGregor et al. 1970). كتقريب أولي، قد يتم أخذ  $k$  تساوي 1.0 في المعادلة (6.2.5b) و (6.2.5c). يتم اعتبار جساءة الركائز الجانبية على أساس الاتجاهات الرئيسية لنظام الإطارات. تتكون عناصر التقييد في هياكل المباني النموذجية من جدران القص أو الدعامات الجانبية. يمكن أن تؤدي الاستجابة الالتوائية لنظام مقاومة القوى الجانبية بسبب اللامركزي للنظام الإنشائي إلى زيادة التأثيرات من الدرجة الثانية ويجب أخذها في الاعتبار





$\Psi$  = ratio of  $\sum(EI/\ell_c)$  of all columns to  $\sum(EI/\ell)$  of beams in a plane at one end of a column

$\ell$  = span length of beam measured center to center of joints

Fig. R6.2.5.1—Effective length factor  $k$ .

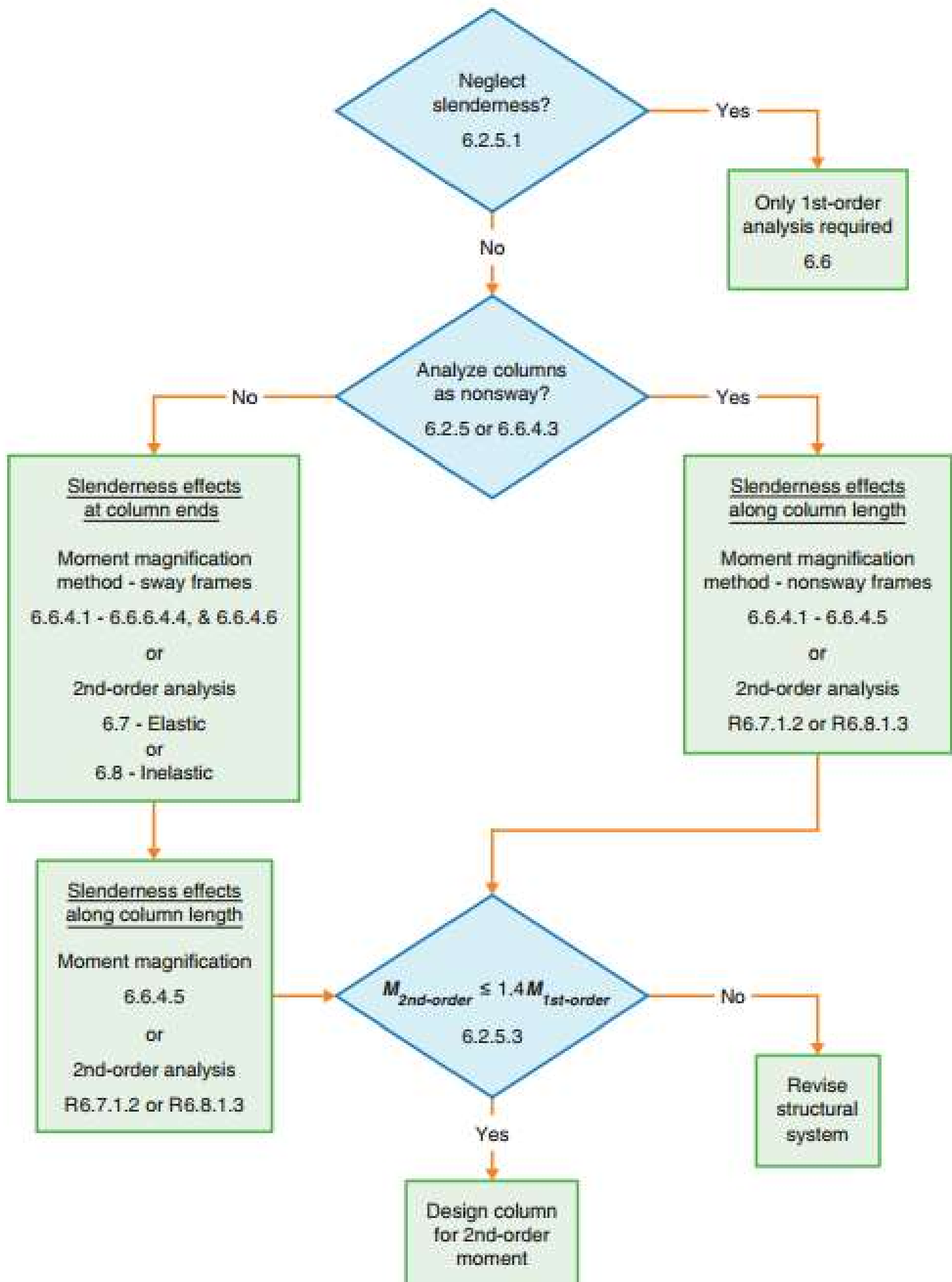


**6.2.5.3** Unless slenderness effects are neglected as permitted by 6.2.5, the design of columns, restraining beams, and other supporting members shall be based on the factored forces and moments considering second-order effects in accordance with 6.6.4, 6.7, or 6.8.  $M_u$  including second-order effects shall not exceed  $1.4M_u$  due to first-order effects.

**6.2.5.3** ما لم يتم إهمال تأثيرات النحافة على النحو المسموح به في 6.2.5 ، يجب أن يستند تصميم الأعمدة والكمرات المقيدة والعناصر الداعمة الأخرى إلى القوى المصعدة والعزوم التي تأخذ في اعتبارها التأثيرات من الدرجة الثانية وفقاً للفقرة 6.6.4 ، 6.7 ، أو 6.8. يجب ألا يتجاوز  $M_u$  بما في ذلك التأثيرات من الدرجة الثانية  $1.4M_u$  بسبب التأثيرات من الدرجة الأولى.

**R6.2.5.3** Design considering second-order effects may be based on the moment magnifier approach (MacGregor et al. 1970; MacGregor 1993; Ford et al. 1981), an elastic second order analysis, or a nonlinear second order analysis. Figure R6.2.6 is intended to assist designers with application of the slenderness provisions of the Code. End moments in compression members, such as columns, walls, or braces, should be considered in the design of adjacent flexural members. In nonsway frames, the effects of magnifying the end moments need not be considered in the design of adjacent beams. In sway frames, the magnified end moments should be considered in designing the adjoining flexural members. Several methods have been developed to evaluate slenderness effects in compression members subject to biaxial bending. A review of some of these methods is presented in Furlong et al. (2004). If the weight of a structure is high in proportion to its lateral stiffness, excessive  $P\Delta$  effects, where secondary moments are more than 25 percent of the primary moments, may result. The  $P\Delta$  effects will eventually introduce singularities into the solution to the equations of equilibrium, indicating physical structural instability (Wilson 1997). Analytical research (MacGregor and Hage 1977) on reinforced concrete frames showed that the probability of stability failure increases rapidly when the stability index  $Q$  defined in 6.6.4.4.1, exceeds 0.2, which is equivalent to a secondary-to-primary moment ratio of 1.25. According to ASCE/SEI 7, the maximum value of the stability coefficient  $\theta$ , which is close to the ACI stability coefficient  $Q$ , is 0.25. The value 0.25 is equivalent to a secondary-to-primary moment ratio of 1.33. Hence, the upper limit of 1.4 on the secondary-to-primary moment ratio was chosen.

**R6.2.5.3** يمكن أن يستند التصميم الذي يأخذ في الاعتبار التأثيرات من الدرجة الثانية إلى منهج تكبير العزم (MacGregor et al. 1970؛ MacGregor 1993؛ Ford et al. 1981) والتحليل المرن من الدرجة الثانية أو تحليل غير خطي من الدرجة الثانية. الغرض من الشكل R6.2.6 هو مساعدة المصممين على تطبيق أحكام الكود للنحافة. يجب مراعاة العزوم النهائية في عناصر الضغط، مثل الأعمدة أو الجدران أو الدعامات، في تصميم عناصر الانحناء المجاورة. في إطارات مقيدة جانبياً، لا يجب النظر في تأثيرات تكبير العزوم النهائية في تصميم الكمرات المجاورة. في إطارات الغير مقيدة جانبياً، ينبغي النظر في تكبير العزوم النهائية في تصميم عناصر الانحناء المجاورة. تم تطوير العديد من الطرق لتقييم تأثيرات النحافة في عناصر الضغط المعرضة لانحناء ذو محورين. يتم عرض مراجعة لبعض هذه الطرق في (Furlong et al. 2004). إذا كان وزن المنشأ مرتفعاً بما يتناسب مع الجساءة الجانبية، فقد ينتج عن ذلك تأثيرات  $\Delta P$  زائدة، حيث تكون العزوم الثانوية أكثر من 25٪ من العزوم الأساسية. في نهاية المطاف، ستؤدي تأثيرات  $\Delta P$  إلى إدخال المفردات في حل معادلات التوازن، مما يشير إلى عدم الاستقرار الإنشائي المادي (Wilson 1997). أظهر البحث التحليلي (MacGregor و Hage 1977) على إطارات خرسانية مسلحة أن احتمال حدوث انهيار في الاستقرار يزيد بسرعة عندما يتجاوز مؤشر الاستقرار  $Q$ ، المحدد في 6.6.4.4.1، 0.2، وهو ما يعادل نسبة العزوم الثانوية إلى الأساسية من 1.25. طبقاً لـ ASCE / SEI 7، فإن القيمة القصوى معامل الاستقرار  $\theta$ ، والتي تكون قريبة من  $Q$  ACI، هي 0.25. القيمة 0.25 تعادل القيمة 1.33 الأساسية إلى الثانوية. ومن ثم، فقد تم اختيار الحد الأعلى البالغ 1.4 في نسبة العزوم الثانوية إلى الأساسية.



### 6.3—Modeling assumptions

#### 6.3.1 General

**6.3.1.1** Relative stiffnesses of members within structural systems shall be based on reasonable and consistent assumptions. The assumptions shall be consistent throughout each analysis.

#### 6.3 - افتراضات النمذجة

##### 6.3.1 عام

**6.3.1.1** تستند الصلابة النسبية للعناصر داخل النظم الإنشائية إلى افتراضات معقولة ومناسبة. يجب أن تكون الافتراضات مناسبة خلال كل تحليل.

**6.3.1.2** To calculate moments and shears caused by gravity loads in columns, beams, and slabs, it shall be permitted to use a model limited to the members in the level being considered and the columns above and below that level. It shall be permitted to assume far ends of columns built integrally with the structure to be fixed.

**6.3.1.2** لحساب العزوم وقوى القص التي تسببها الأحمال الرأسية في الأعمدة والكمرات والبلاطات، يسمح باستخدام نموذج محدد للعناصر في المستوى الذي تم أخذه في الاعتبار والأعمدة فوق ذلك المستوى وتحتة. ويسمح بافتراض نهايات متباعدة للأعمدة التي بنيت بشكل متكامل مع المنشأ المراد تجميعها.

**6.3.1.3** The analysis model shall consider the effects of variation of member cross-sectional properties, such as that due to haunches.

**6.3.1.3** يتم الأخذ في الاعتبار تأثيرات تغير خصائص المقطع العرضي للعناصر في النموذج التحليلي، مثل ذلك بسبب الفجوات.

### R6.3—Modeling assumptions

#### R6.3.1 General

**R6.3.1.1** Ideally, the member stiffnesses  $E_cI$  and  $GJ$  should reflect the degree of cracking and inelastic action that has occurred along each member before yielding. However, the complexities involved in selecting different stiffnesses for all members of a frame would make frame analyses inefficient in the design process. Simpler assumptions are required to define flexural and torsional stiffnesses. For braced frames, relative values of stiffness are important. A common assumption is to use  $0.5I_g$  for beams and  $I_g$  for columns. For sway frames, a realistic estimate of  $I$  is desirable and should be used if second-order analyses are performed. Guidance for the choice of  $I$  for this case is given in 6.6.3.1. Two conditions determine whether it is necessary to consider torsional stiffness in the analysis of a given structure: 1) the relative magnitude of the torsional and flexural stiffnesses; and 2) whether torsion is required for equilibrium of the structure (equilibrium torsion) or is due to members twisting to maintain deformation compatibility (compatibility torsion). In the case of compatibility torsion, the torsional stiffness may be neglected. For cases involving equilibrium torsion, torsional stiffness should be considered in design as required in Chapter 9.

#### R6.3 - افتراضات النمذجة

##### R6.3.1 عام

**R6.3.1.1** من الناحية المثالية، يجب على جساءة العنصر  $E_cI$  و  $GJ$  إعادة درجة التشقق والعمل غير المرن الذي حدث على طول كل عنصر قبل الخضوع. ومع ذلك، فإن التعقيدات التي ينطوي عليها اختيار الجساءة المختلفة لجميع العناصر للإطار من شأنه أن يجعل تحليلات الإطار غير فعالة في عملية التصميم. هناك حاجة إلى افتراضات أبسط لتحديد جساءة الأتحناء والألتواء. بالنسبة للأطارات المدعمة، تكون القيم النسبية للجساءة مهمة. هناك افتراض شائع يستخدم  $0.5I_g$  للكمرات و  $I_g$  للأعمدة. بالنسبة للإطارات الغير مقيدة، فإن التقدير الواقعي للجساءة مرغوب فيه ويجب استخدامه في حالة إجراء تحليلات من الدرجة الثانية. يتم توفير التوجيه لاختيار الجساءة لهذه الحالة في 6.6.3.1. هناك شرطان يحددان ما إذا كان من الضروري النظر في جساءة الألتواء في تحليل منشأ معين: (1) الحجم النسبي لجساءات الأتحناء والألتواء. و (2) ما إذا كان الألتواء مطلوباً من أجل توازن المنشأ (الالتواء المتوازن) أو بسبب التواء العناصر للحفاظ على توافق التشوه (الالتواء المتوافق). في حالة الالتواء المتوافق، قد يتم إهمال جساءة الألتواء. بالنسبة للحالات التي تنطوي على الالتواء المتوازن، ينبغي دراسة جساءة الألتواء.

**R6.3.1.3** Stiffness and fixed-end moment coefficients for haunched members may be obtained from the Portland Cement Association (1972).

**R6.3.1.3** يمكن الحصول على معاملات العزوم الثابتة - النهائية والجساءة للعناصر المثقوبة من اتحاد أسمنت بورتلاند (1972).

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

#### 6.3.2 T-beam geometry

**6.3.2.1** For nonprestressed T-beams supporting monolithic or composite slabs, the effective flange width  $b_{eff}$  shall include the beam web width  $b_w$  plus an effective overhanging flange width in accordance with Table 6.3.2.1, where  $h$  is the slab thickness and  $s_w$  is the clear distance to the adjacent web.

#### 6.3.2 الخصائص الهندسية للكمرة T

**6.3.2.1** للكمرات T الغير مسبقة الاجهاد تكون دعم للبلاطات المتجانسة أو المركبة، ويجب أن يتضمن عرض الشفة العليا الفعالة  $b_{eff}$  عرض الشفة الوسطية للكمرة بالإضافة إلى عرض الشفة العليا المثبتة وفقاً للجدول 6.3.2.1، حيث  $h$  هو سمك البلاطة  $s_w$  هو المسافة الصافية إلى الشفة الوسطية المجاورة.

Table 6.3.2.1—Dimensional limits for effective overhanging flange width for T-beams

T الجدول 6.3.2.1 - حدود الأبعاد للعرض الفعال البارز للشفة العليا للكمرة.

Flange location	Effective overhanging flange width, beyond face of web	
Each side of web	Least of:	$8h$
		$s_w/2$
		$\ell_d/8$
One side of web	Least of:	$6h$
		$s_w/2$
		$\ell_d/12$

**6.3.2.2** Isolated nonprestressed T-beams in which the flange is used to provide additional compression area shall have a flange thickness greater than or equal to  $0.5b_w$  and an effective flange width less than or equal to  $4b_w$ .

**6.3.2.2** يجب أن تكون للكمرة المنفصلة الغير مسبقة للأجهاد التي يستخدم فيها الشفة العليا لتوفير منطقة ضغط إضافية سماكة للشفة تزيد عن أو تساوي  $0.5b_w$  ويكون عرض الشفة الفعال أقل من أو يساوي  $4b_w$ .

**6.3.2.3** For prestressed T-beams, it shall be permitted to use the geometry provided by 6.3.2.1 and 6.3.2.2.

**6.3.2.3** في حالة الكمرات T مسبقة الأجهاد، يُسمح باستخدام الأبعاد الهندسية الموضحة في الفقرتين 6.3.2.1 و 6.3.2.2.

#### R6.3.2 T-beam geometry

**R6.3.2.1** In ACI 318-11, the width of the slab effective as a T-beam flange was limited to one-fourth the span. The Code now allows one eighth of the span on each side of the beam web. This was done to simplify Table 6.3.2.1 and has negligible impact on designs.

#### R6.3.2 الخصائص الهندسية للكمرة T

**R6.3.2.1** في ACI 318-11 ، كان عرض البلاطة الفعال مثل الشفة العليا محدداً بربع المسافة. يسمح الكود الآن بثمن البحر على كل جانب للشفة الوسطية للكمرة. وقد تم ذلك لتبسيط الجدول 6.3.2.1 وله تأثير ضئيل على التصميم.

**R6.3.2.3** The empirical provisions of 6.3.2.1 and 6.3.2.2 were developed for nonprestressed T-beams. The flange widths in 6.3.2.1 and 6.3.2.2 should be used unless experience has proven that variations are safe and satisfactory. Although many standard prestressed products in use today do not satisfy the effective flange width requirements of 6.3.2.1 and 6.3.2.2, they demonstrate satisfactory performance. Therefore, determination of an effective flange width for prestressed T-beams is left to the experience and judgment of the licensed design professional. It is not always considered conservative in elastic analysis and design considerations to use the maximum flange width as permitted in 6.3.2.1.

**R.3.3.2.3** وضعت الأحكام التجريبية الواردة في الفقرتين 6.3.2.1 و 6.3.2.2 لكمرات T الغير مسبقة الأجهاد. يجب استخدام عرض الشفة العليا في 6.3.2.1 و 6.3.2.2 إلا إذا أثبتت التجربة أن الاختلافات هي آمنة ومرضية. على الرغم من أن العديد من منتجات الإجهاد المسبق القياسية المستخدمة اليوم لا تفي بمتطلبات العرض الفعال للشفة العليا في 6.3.2.1 و 6.3.2.2 ، فإنها تثبت الأداء المرضي. لذلك، يتم ترك تقرير للعرض الفعال للشفة العليا للكمرات T مسبقة الأجهاد إلى الخبرة والحكم لمحترف التصميم المرخص. لا يعتبر دائماً تحفظاً في اعتبارات التحليل والتصميم المرن في استخدام الحد الأقصى للعرض الفعال للشفة العليا كما هو مسموح به في 6.3.2.1.

#### 6.4—Arrangement of live load

6.4.1 For the design of floors or roofs to resist gravity loads, it shall be permitted to assume that live load is applied only to the level under consideration.

6.4 - الترتيبات للحمل الحي

6.4.1 من أجل تصميم الأسقف أو الأسطح لمقاومة الأحمال الرأسية، يجب السماح بافتراض أن الحمل الحي يطبق فقط على المستوى قيد الدراسة.

6.4.2 For one-way slabs and beams, it shall be permitted to assume (a) and (b):

- (a) Maximum positive  $M_u$  near midspan occurs with factored  $L$  on the span and on alternate spans
- (b) Maximum negative  $M_u$  at a support occurs with factored  $L$  on adjacent spans only

6.4.2 بالنسبة للبلاطات في اتجاه واحد والكمرات، يسمح لها أن تفترض (أ) و (ب):

- (أ) يحدث أقصى عزم موجب  $M_u$  بالقرب من منتصف المسافة مع حمل حي مصعد في البحر وعلى بحور متتالية
- (ب) يحدث أقصى عزم سالب عند أي ركيزة مع حمل حي مصعد في البحور المجاورة فقط.

6.4.3 For two-way slab systems, factored moments shall be calculated in accordance with 6.4.3.1, 6.4.3.2, or 6.4.3.3, and shall be at least the moments resulting from factored  $L$  applied simultaneously to all panels.

6.4.3 بالنسبة لأنظمة البلاطات ثنائية الاتجاه، تحسب العزوم المصعدة طبقاً للفقرة 6.4.3.1 أو 6.4.3.2 أو 6.4.3.3، وتكون على الأقل عزوم ناتجة عن تطبيق  $L$  المصعد في آن واحد على جميع البلاطات.

6.4.3.1 If the arrangement of  $L$  is known, the slab system shall be analyzed for that arrangement.

6.4.3.1 إذا كان ترتيب  $L$  معروف، فيتم تحليل نظام البلاطة من أجل ذلك الترتيب.

6.4.3.2 If  $L$  is variable and does not exceed  $0.75D$ , or the nature of  $L$  is such that all panels will be loaded simultaneously, it shall be permitted to assume that maximum  $M_u$  at all sections occurs with factored  $L$  applied simultaneously to all panels.

6.4.3.2 إذا كانت  $L$  متغيرة ولا تتجاوز  $0.75D$ ، أو أن طبيعة  $L$  هي التي يتم تحميل جميع البلاطات في وقت واحد، يجب أن نفترض أن أقصى  $M_u$  في جميع المقاطع يحدث مع تطبيق  $L$  المصعدة في الوقت نفسه على جميع البلاطات.

#### R6.4—Arrangement of live load

R6.4 - الترتيبات للحمل الحي

R6.4.2 The most demanding sets of design forces should be established by investigating the effects of live load placed in various critical patterns.

R6.4.2 ينبغي تحديد أكثر مجموعات للقوى التصميمية تطلباً بالتحقيق في تأثيرات الحمل الحي الموضوعة في أنماط حرجة مختلفة.

## CODE

### الكود

**6.4.3.3** For loading conditions other than those defined in 6.4.3.1 or 6.4.3.2, it shall be permitted to assume (a) and (b):  
(a) Maximum positive  $M_u$  near midspan of panel occurs with 75 percent of factored  $L$  on the panel and alternate panels  
(b) Maximum negative  $M_u$  at a support occurs with 75 percent of factored  $L$  on adjacent panels only

**6.4.3.3** بالنسبة لحالات التحميل الأخرى غير تلك المحصورة في 6.4.3.1 أو 6.4.3.2 ، يُسمح لها بالافتراض (أ) و (ب):  
(أ) يحدث أقصى عزم موجب  $M_u$  قرب منتصف البحر للبلاطة مع 75 في المائة من  $L$  المصعد على البلاطة والبلاطات المتتالية  
(ب) يحدث أقصى عزم سالب عند الركيزة بنسبة 75 في المائة من  $L$  المصعد في البلاطات المجاورة فقط

## 6.5—Simplified method of analysis for nonprestressed continuous beams and one-way slabs

**6.5.1** It shall be permitted to calculate  $M_u$  and  $V_u$  due to gravity loads in accordance with this section for continuous beams and one-way slabs satisfying (a) through (e):  
(a) Members are prismatic  
(b) Loads are uniformly distributed  
(c)  $L \leq 3D$   
(d) There are at least two spans  
(e) The longer of two adjacent spans does not exceed the shorter by more than 20 percent

**6.5** - طريقة التحليل المبسط للكمرات المستمرة الغير مسبقة الأجهاد والبلاطات في اتجاه واحد

**6.5.1** يُسمح بحساب  $M_u$  و  $V_u$  بسبب الأحمال الرأسية وفقاً لهذا المقطع للكمرات المستمرة والبلاطات في اتجاه واحد التي تلي (أ) خلال (e):  
(أ) العناصر المنشورية (كثيرة السطوح)  
(ب) الأحمال تكون موزعة بانتظام  
(ج)  $L \leq 3D$   
(د) يوجد على الأقل بحرين  
(هـ) لا يتجاوز طول البحور المجاورين الأقصر بأكثر من 20 في المائة

**6.5.2**  $M_u$  due to gravity loads shall be calculated in accordance with Table 6.5.2.

**6.5.2** يتم حساب  $M_u$  بسبب الأحمال الرأسية وفقاً للجدول 6.5.2.

## COMMENTARY

### التعليق

**R6.4.3.3** The use of only 75 percent of the full factored live load for maximum moment loading patterns is based on the fact that maximum negative and maximum positive live load moments cannot occur simultaneously and that redistribution of maximum moments is thus possible before failure occurs. This procedure, in effect, permits some local overstress under the full factored live load if it is distributed in the prescribed manner, but still ensures that the design strength of the slab system after redistribution of moment is not less than that required to resist the full factored dead and live loads on all panels.

**R6.4.3.3** يستند استخدام نسبة 75 في المائة فقط من الحمل الحي الكامل المصعد لأنماط التحميل القصوى للعزم إلى حقيقة أنه لا يمكن لعزوم الحمل الحي السالبة والموجبة أن تحدث في آن واحد وأن إعادة توزيع العزوم القصوى يكون ممكناً قبل حدوث الانهيار. في الواقع، يسمح هذا الإجراء ببعض أعلى أجهاد محلي تحت الحمل الحي الكامل المصعد إذا تم توزيعه بالنمط المحدد، ولكن مع ذلك يضمن أن المقاومة التصميمية لنظام البلاطة بعد إعادة توزيع العزم لا تقل عن ذلك المطلوب لمقاومة كامل الأحمال الميتة والحية على جميع البلاطات.

## R6.5—Simplified method of analysis for nonprestressed continuous beams and one-way slabs

**R6.5** - طريقة التحليل المبسط للكمرات المستمرة الغير مسبقة الأجهاد والبلاطات في اتجاه واحد

**R6.5.2** The approximate moments and shears give reasonable values for the stated conditions if the continuous beams and one-way slabs are part of a frame or continuous construction. Because the load patterns that produce critical values for moments in columns of frames differ from those for maximum negative moments in beams, column moments should be evaluated separately.

**R6.5.2** تعطي العزوم وقوى القص التقريبية قيماً معقولة للحالات المحددة إذا كانت الكمرات المستمرة والبلاطات في اتجاه واحد جزءاً من إطار أو بناء مستمر. نظراً لأن أنماط التحميل التي تنتج قيماً حرجية للعزوم في أعمدة الإطارات تختلف عن تلك الخاصة بالعزوم القصوى السالبة في الكمرات، ويجب تقييم عزوم الأعمدة بشكل منفصل.



**Table 6.5.2—Approximate moments for nonprestressed continuous beams and one-way slabs**

Moment	Location	Condition	$M_u$
Positive	End span	Discontinuous end integral with support	$w_u \ell_n^2/14$
		Discontinuous end unrestrained	$w_u \ell_n^2/11$
	Interior spans	All	$w_u \ell_n^2/16$
Negative <sup>[1]</sup>	Interior face of exterior support	Member built integrally with supporting spandrel beam	$w_u \ell_n^2/24$
		Member built integrally with supporting column	$w_u \ell_n^2/16$
	Exterior face of first interior support	Two spans	$w_u \ell_n^2/9$
		More than two spans	$w_u \ell_n^2/10$
	Face of other supports	All	$w_u \ell_n^2/11$
	Face of all supports satisfying (a) or (b)	(a) slabs with spans not exceeding 3 m (b) beams where ratio of sum of column stiffnesses to beam stiffness exceeds 8 at each end of span	$w_u \ell_n^2/12$

<sup>[1]</sup>To calculate negative moments,  $\ell_n$  shall be the average of the

[1] لحساب العزوم السالبة ، يجب أن يكون متوسط أطوال البحور الصافية المجاورة.

6.5.3 Moments calculated in accordance with 6.5.2 shall not be redistributed.

6.5.3 لا يتم إعادة توزيع العزوم المحسوبة وفقاً لـ 6.5.2.

6.5.4  $V_u$  due to gravity loads shall be calculated in accordance with Table 6.5.4.

6.5.4 يتم حساب  $V_u$  بسبب الأحمال الرأسية وفقاً للجدول 6.5.4.

**Table 6.5.4—Approximate shears for nonprestressed continuous beams and one-way slabs**

الجدول 6.5.4 – قوى القص التقريبية للكمرات المستمرة الغير مسبقة الأجهاد والبلاطات في اتجاه واحد

Location	$V_u$
Exterior face of first interior support	$1.15w_u\ell_n/2$
Face of all other supports	$w_u\ell_n/2$

6.5.5 Floor or roof level moments shall be resisted by distributing the moment between columns immediately above and below the given floor in proportion to the relative column stiffnesses considering conditions of restraint.

6.5.5 يجب ان تقاوم عزوم السطح أو السقف من خلال توزيع العزوم بين الأعمدة مباشرة فوق وتحت السطح المحدد بما يتناسب مع الجساءة النسبية للعمود مع مراعاة حالات التقييد.

R6.5.5 This section is provided to make certain that moments are included in column design. The moment refers to the difference between the end moments of the members framing into the column and exerted at the column centerline.

R6.5.5 يتم توفير هذا القسم للتأكد من إدخال العزوم في تصميم الأعمدة. يشير العزم إلى الفرق بين العزوم النهائية للعناصر الأطارية في العمود ويتم تطبيقها في خط مركز العمود

## 6.6—First-order analysis

### 6.6.1 General

6.6.1.1 Slenderness effects shall be considered in accordance with 6.6.4, unless they are allowed to be neglected by 6.2.5.

6.6 - تحليل من الدرجة الأولى

6.6.1 عام

6.6.1.1 تعتبر تأثيرات النحافة وفقاً 6.6.4 ، ما لم يُسمح بإهمالها وفقاً 6.2.5.

6.6.1.2 Redistribution of moments calculated by an elastic first-order analysis shall be permitted in accordance with 6.6.5.

6.6.1.2 يُسمح بإعادة توزيع العزوم المحسوبة بواسطة التحليل المرين من الدرجة الأولى حسب الفقرة 6.6.5

### 6.6.2 Modeling of members and structural systems

6.6.2 نمذجة العناصر والأنظمة الإنشائية

6.6.2.1 Floor or roof level moments shall be resisted by distributing the moment between columns immediately above and below the given floor in proportion to the relative column stiffnesses and considering conditions of restraint.

6.6.2.1 يجب أن تقاوم عزوم السطح أو السقف من خلال توزيع العزوم بين الأعمدة مباشرة فوق وتحت السطح المحدد بما يتناسب مع الجساءة النسبية للعمود مع مراعاة حالات التقييد.

6.6.2.2 For frames or continuous construction, consideration shall be given to the effect of floor and roof load patterns on transfer of moment to exterior and interior columns, and of eccentric loading due to other causes.

6.6.2.2 بالنسبة للإطارات أو البناء المستمر، يجب النظر في تأثير أنماط الحمولة على السقف والسطح على نقل العزم إلى الأعمدة الخارجية والداخلية، والتحميل الغير مركزي بسبب أسباب أخرى.

6.6.2.3 It shall be permitted to simplify the analysis model by the assumptions of (a), (b), or both:

(a) Solid slabs or one-way joist systems built integrally with supports, with clear spans not more than 3 m , shall be permitted to be analyzed as continuous members on knife-edge supports with spans equal to the clear spans of the member and width of support beams otherwise neglected.

(b) For frames or continuous construction, it shall be permitted to assume the intersecting member regions are rigid

6.6.2.3 يُسمح بتبسيط نموذج التحليل بالافتراضات الواردة في (أ) أو (ب) أو كليهما:

(أ) يُسمح بتحليل البلاطات المصمتة أو أنظمة البلاطات المعصبة في اتجاه واحد المبينة بشكل تام مع الركائز، مع البحور الصافية التي لا يزيد ارتفاعها عن 3 متر ، كعناصر مستمرة على ركائز طرفية مع بحور مساوية للبحور الصافية للعنصر وعرض ركيزة الكمرية على خلاف ذلك تهمل.

(ب) بالنسبة للإطارات أو البناء المستمر، يجب السماح بافتراض عقد جاسنة للعناصر المتقاطعة.

## R6.6—First-order analysis

### R6.6.1 General

R6.6.1.1 When using first-order analysis, slenderness effects are calculated using the moment magnifier approach (MacGregor et al. 1970; MacGregor 1993; Ford et al. 1981).

R6.6 - تحليل من الدرجة الأولى

R6.6.1 عام

R6.6.1.1 عند استخدام تحليل من الدرجة الأولى، يتم حساب تأثيرات النحافة باستخدام منهج تكبير العزم (MacGregor et al. 1970; MacGregor 1993; Ford et al. 1981).

### R6.6.2 Modeling of members and structural systems

R6.6.2.1 This section is provided to make certain that moments are included in column design if members have been proportioned using 6.5.1 and 6.5.2. The moment refers to the difference between the end moments of the members framing into the column and exerted at the column centerline.

R6.6.2 نمذجة العناصر والأنظمة الإنشائية

R6.6.2.1 يتم توفير هذا القسم للتأكد من إدخال العزوم في تصميم العمود إذا كان عدد العناصر متناسباً مع استخدام 6.5.1 و 6.5.2. يشير العزم إلى الفرق بين العزوم النهائية للعناصر الأطارية في العمود ويتم تطبيقهم في خط مركز العمود.

R6.6.2.3 A common feature of modern frame analysis software is the assumption of rigid connections. Section 6.6.2.3(b) is intended to apply to intersecting elements in frames, such as beam-column joints.

R6.6.2.3 من السمات المشتركة لبرنامج تحليل الإطار الحديث افتراض وصلات جاسنة. يقصد من القسم 6.6.2.3 (ب) أن يطبق على العناصر المتقاطعة في الإطارات، مثل مفاصل عمود -كمرية.

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

## 6.6.3 Section properties

## 6.6.3.1 Factored load analysis

## 6.6.3 خصائص المقطع

## 6.6.3.1 تحليل الحمل المصعد

**6.6.3.1.1** Moment of inertia and cross-sectional area of members shall be calculated in accordance with Tables 6.6.3.1.1(a) or 6.6.3.1.1(b), unless a more rigorous analysis is used. If sustained lateral loads are present,  $I$  for columns and walls shall be divided by  $(1 + \beta_{ds})$ , where  $\beta_{ds}$  is the ratio of maximum factored sustained shear within a story to the maximum factored shear in that story associated with the same load combination.

**6.6.3.1.1** تحسب عزم القصور الذاتي ومساحة المقاطع العرضية وفقاً للجدول 6.6.3.1.1 (أ) أو 6.6.3.1.1 (ب)، ما لم يستخدم تحليل أكثر دقة. في حالة وجود أحمال جانبية ثابتة، يتم تقسيم  $I$  للأعمدة والجدران بـ  $(1 + \beta_{ds})$ ، حيث تمثل  $\beta_{ds}$  نسبة أقصى قوة قص مصعدة دائمة ضمن الطابق إلى أقصى قوة قص مصعدة في ذلك الطابق المرتبطة بنفس تراكيب الأحمال.

Table 6.6.3.1.1(a)—Moment of inertia and cross sectional area permitted for elastic analysis at factored load level

الجدول 6.6.3.1.1 (أ) - عزم القصور الذاتي ومساحة المقاطع العرضية المسموح بها لتحليل المرن في مستوى الحمولة المصعدة

Member and condition		Moment of inertia	Cross-sectional area for axial deformations	Cross-sectional area for shear deformations
Columns		$0.70I_g$	$1.0A_g$	$b_w h$
Walls	Uncracked	$0.70I_g$		
	Cracked	$0.35I_g$		
Beams		$0.35I_g$	$1.0A_g$	$b_w h$
Flat plates and flat slabs		$0.25I_g$		

## R6.6.3 Section properties

**R6.6.3.1 Factored load analysis**—For lateral load analysis, either the stiffnesses presented in 6.6.3.1.1 or 6.6.3.1.2 can be used. These provisions both use values that approximate the stiffness for reinforced concrete building systems loaded to near or beyond the yield level, and have been shown to produce reasonable correlation with both experimental and detailed analytical results (Moehle 1992; Lepage 1998). For earthquake-induced loading, the use of 6.6.3.1.1 or 6.6.3.1.2 may require a deflection amplification factor to account for inelastic deformations. In general, for effective section properties,  $E_c$  may be defined as in 19.2.2,  $A$  as in Table 6.6.3.1.1(a), and the shear modulus may be taken as  $0.4E_c$ .

## 6.6.3 خصائص المقطع

**R6.6.3.1** تحليل الحمل المصعد - من أجل تحليل الحمل الجانبي، يمكن استخدام الجساعات الواردة في 6.6.3.1.1 أو 6.6.3.1.2. تستخدم هذه الأحكام كلا من القيم التي تقارب جساءة أنظمة البناء الخرسانية المسلحة المحملة بالقرب من مستوى الخضوع أو بعده، وقد ثبت أنها تؤدي إلى ترابط معقول مع كل من النتائج التحليلية التجريبية والمفصلة (Moehle 1992; Lepage 1998). بالنسبة للتحميل الناجم عن الزلزال، فإن استخدام 6.6.3.1.1 أو 6.6.3.1.2 قد يتطلب معامل تضخيم التشوه لحساب التشوهات الغير مرنة. بشكل عام، بالنسبة لخصائص المقطع الفعالة، يمكن حذف  $E_c$  كما في 19.2.2،  $A$  كما هو موضح في الجدول 6.6.3.1.1 (a)، ويمكن اعتبار معامل القص  $0.4E_c$ .

**R6.6.3.1.1** The values of  $I$  and  $A$  have been chosen from the results of frame tests and analyses, and include an allowance for the variability of the calculated deflections. The moments of inertia are taken from MacGregor and Hage (1977), which are multiplied by a stiffness reduction factor  $\phi_k = 0.875$  (refer to R6.6.4.5.2). For example, the moment of inertia for columns is  $0.875(0.80I_g) = 0.70I_g$ . The moment of inertia of T-beams should be based on the effective flange width defined in 6.3.2.1 or 6.3.2.2. It is generally sufficiently accurate to take  $I_g$  of a T-beam as  $2I_g$  for the web,  $2(b_w h^3/12)$ . If the factored moments and shears from an analysis based on the moment of inertia of a wall, taken equal to  $0.70I_g$ , indicate that the wall will crack in flexure, based on the modulus of rupture, the analysis should be repeated with  $I = 0.35I_g$  in those stories where cracking is predicted using factored loads. The values of the moments of inertia were derived for nonprestressed members. For prestressed members, the moments of inertia may differ depending on the amount, location, and type of reinforcement, and the degree of cracking prior to reaching ultimate load. The stiffness values for prestressed concrete members should include an allowance for the variability of the stiffnesses. The equations in Table 6.6.3.1.1(b) provide more refined values of  $I$  considering axial load, eccentricity, reinforcement ratio, and concrete compressive strength as presented in Khuntia and Ghosh (2004a,b). The stiffnesses provided in these references are applicable for all levels of loading, including service and ultimate, and consider a stiffness reduction factor  $\phi_k$  comparable to that for the moment of inertias included in Table 6.6.3.1.1(a). For use at load levels other than ultimate,  $P_u$  and  $M_u$  should be replaced with their appropriate values at the desired load level.

Table 6.6.3.1.1(b)—Alternative moments of inertia for elastic analysis at factored load

الجدول 6.6.3.1.1 (ب) - عزوم القصور الذاتي لتحليل المرن في الحمولة المصعدة

Member	Alternative value of $I$ for elastic analysis		
	Minimum	$I$	Maximum
Columns and walls	$0.35I_g$	$\left(0.80 + 25 \frac{A_s}{A_t}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_s}\right) I_x$	$0.875I_g$
Beams, flat plates, and flat slabs	$0.25I_g$	$(0.10 + 25p) \left(1.2 - 0.2 \frac{b}{d}\right) I_x$	$0.5I_g$

Notes: For continuous flexural members,  $I$  shall be permitted to be taken as the average of values obtained for the critical positive and negative moment sections.  $P_u$  and  $M_u$  shall be calculated from the load combination under consideration, or the combination of  $P_u$  and  $M_u$  that produces the least value of  $I$ .

ملاحظات: بالنسبة لعناصر المستمرة المقاومة للانحناء، يسمح  $I$  أن يؤخذ كمتوسط من القيم التي تم الحصول عليها لمقاطع العزوم الموجبة والسالبة الحرجة.  $M_u$  و  $P_u$  بحسب من تراكيب الأحمال المعتبرة، أو تراكيب من  $M_u$  و  $P_u$  التي تنتج أقل قيمة  $I$ .

**6.6.3.1.2** For factored lateral load analysis, it shall be permitted to assume  $I = 0.5I_g$  for all members or to calculate  $I$  by a more detailed analysis, considering the reduced stiffness of all members under the loading conditions.

**6.6.3.1.2** بالنسبة لتحليل الحمل الجانبي المصعد، يسمح لها بافتراض  $I = 0.5I_g$  لجميع العناصر أو أن تحسب  $I$  بواسطة تحليل أكثر تفصيلاً، يكون تخفيض الجساءة لجميع العناصر في ظل حالات التحميل.

**R6.6.3.1.1** اختبرت قيم  $I$  و  $A_g$  من نتائج اختبارات وتحليلات الإطار، وتضمن التفاوت في اختلاف التشوهات المحسوبة. تؤخذ عزوم القصور الذاتي من الجساءة  $\phi K = 0.875$  (الرجوع إلى R6.6.4.5.2). على سبيل المثال، عزم القصور الذاتي للأعمدة هي  $0.70I_g = 0.875(0.80I_g)$ . عزم القصور الذاتي لكمرات  $T$  ينبغي أن تقوم على العرض الفعال للشفة العليا المحددة في 6.3.2.1 أو 6.3.2.2. عادة ما يكون دقيقاً تماماً أن يأخذ  $I_g$  من كمرات  $T$  على  $2I_g$  للشفة الوسطية،  $(b_w F/12)$ . إذا كانت العزوم وقوى القص المصعدة المأخوذة من تحليل يستند إلى عزم القصور الذاتي للجدار، والتي تم أخذها مساوية لـ  $0.70I_g$ ، تشير إلى أن الجدار سيتشقق في الانحناء، بناءً على معامل التمزق، يجب أن يتكرر التحليل مع  $I = 0.35I_g$  في تلك الطوابق حيث يتم توقع التشقق باستخدام الأحمال المصعدة. تم اشتقاق قيم عزوم القصور الذاتي للعناصر الغير مسبقة الأجهاد. بالنسبة للعناصر مسبقة الأجهاد، قد تختلف عزوم القصور الذاتي اعتماداً على كمية وموقع ونوع التسليح ودرجة التشقق قبل الوصول إلى الحمل النهائي. يجب أن تتضمن قيم الجساءة لعناصر الخرسانة مسبقة الأجهاد التفاوت في اختلاف الجساءات. توفر المعادلات الواردة في الجدول 6.6.3.1.1 (ب) قيماً أكثر انعكاساً لـ  $I$  المأخوذة في الاعتبار للحمل المحوري، ونسبة اللامركزية، ونسبة التسليح، ومقاومة الخرسانة للضغط كما تم تقديمها في Khuntia و Ghosh (2004a). تنطبق الجساءة الواردة في هذه المراجع على جميع مستويات التحميل، بما في ذلك الخدمية والنهائية، ويعتبر معامل تخفيض الجساءة  $\phi K$  مشابهاً لعزم القصور الذاتي الوارد في الجدول 6.6.3.1.1 (أ). للاستخدام عند مستويات الحمولة النهائية، يجب استبدال  $M_u$  و  $P_u$  بقيمهما المناسبة عند مستوى التحميل المرغوب.

**R6.6.3.1.2** The lateral deflection of a structure under factored lateral loads can be substantially different from that calculated using linear analysis, in part because of the inelastic response of the members and the decrease in effective stiffness. Selection of the appropriate effective stiffness for reinforced concrete frame members has dual purposes: 1) to provide realistic estimates of lateral deflection; and 2) to determine deflection-imposed actions on the gravity system of the structure. A detailed nonlinear analysis of the structure would adequately capture these two effects. A simple way to estimate an equivalent nonlinear lateral deflection using linear analysis is to reduce the modeled stiffness of the concrete members in the structure. The type of lateral load analysis affects the selection of appropriate effective stiffness values. For analyses with wind loading, where it is desirable to prevent nonlinear action in the structure, effective stiffnesses representative of pre-yield behavior may be appropriate. For earthquake-induced loading, the level of nonlinear deformation depends on the intended structural performance and earthquake recurrence interval. Varying degrees of confidence can be obtained from a simple linear analysis based on the computational rigor used to define the effective stiffness of each member. A reduced stiffness can be based on the secant stiffness to a point at or beyond yield or, if yielding is not expected, to a point before yield occurs.



**R6.6.3.1.2** يمكن أن يختلف التشوه الجانبي للمنشأ تحت الأحمال الجانبية المصعدة أختلافاً جوهرياً عن ذلك المحسوب باستخدام التحليل الخطي، ويعود ذلك جزئياً إلى الاستجابة الغير مرنة للعناصر وانخفاض الجساءة الفعالة. إن اختيار الجساءة الفعالة المناسبة لعناصر إطار الخرسانة المسلحة له أغراض مزدوجة: (1) توفير تقديرات واقعية للتشوه الجانبي؛ و(2) لتحديد التشوهات المفروضة على النظام الرأسي للمنشأ. ومن شأن التحليل اللاخطي المفصل للمنشأ أن يأخذ هذه التأثيرات بشكل كاف. إن إحدى الطرق البسيطة لتقدير التشوه الجانبي الغير خطي المكافئ باستخدام التحليل الخطي هو تخفيض الجساءة النموذجية للعناصر الخرسانية في المنشأ. يؤثر نوع تحليل الحمل الجانبي على اختيار قيم الجساءة الفعالة المناسبة. بالنسبة للتحليلات التي تحتوي على تحميل الرياح، حيث يكون من المرغوب فيه منع الأجراء الغير خطي في المنشأ، قد تكون الجساءة الفعالة التي تمثل السلوك السابق للخضوع مناسبة. بالنسبة للتحميل الناتج عن الزلزال، يعتمد مستوى التشوه اللاخطي على الأداء الإنشائي المقصود وفترة تكرار الزلزال. يمكن الحصول على درجات متفاوتة من الثقة من تحليل خطي بسيط يعتمد على الدقة الحسابية المستخدمة في التغلب على الجساءة الفعالة لكل عنصر. يمكن أن تستند الجساءة المخفضة على الجساءة القاطعة إلى نقطة عند أو بعد الخضوع، أو إذا لم يكن الخضوع متوقعاً، إلى نقطة قبل حدوث الخضوع.

**6.6.3.1.3** For factored lateral load analysis of two-way slab systems without beams, which are designated as part of the seismic-force-resisting system,  $I$  for slab members shall be defined by a model that is in substantial agreement with results of comprehensive tests and analysis and  $I$  of other frame members shall be in accordance with 6.6.3.1.1 and 6.6.3.1.2.

**6.6.3.1.3** بالنسبة لتحليل الحمل الجانبي المصعد للبلاطات ذات الاتجاهين دون كمرات، التي تصمم كجزء من نظام مقاومة قوى الزلازل -  $I$ ، يجب أن يتم تحديد عناصر البلاطة بواسطة نموذج متوافق جوهرياً مع النتائج من الاختبارات والتحليلات الشاملة و  $I$  من العناصر الأخرى للإطار يجب أن يكون وفقاً لـ 6.6.3.1.1 و 6.6.3.1.2.

#### 6.6.3.2 Service load analysis

**6.6.3.2.1** Immediate and time-dependent deflections due to gravity loads shall be calculated in accordance with 24.2.

**6.6.3.2** تحليل الحمولة الخدمية  
**6.6.3.2.1** تحسب التشوهات الفورية والمستمرة حسب الأحمال الناجمة عن الأحمال الرأسية وفقاً لـ 24.2.

**6.6.3.2.2** It shall be permitted to calculate immediate lateral deflections using a moment of inertia of 1.4 times  $I$  defined in 6.6.3.1, or using a more detailed analysis, but the value shall not exceed  $I_g$ .

**6.6.3.2.2** يُسمح بحساب التشوهات الجانبية المباشرة باستخدام عزم القصور الذاتي 1.4 مرة  $I$  المحددة في 6.6.3.1، أو باستخدام تحليل أكثر تفصيلاً، ولكن يجب ألا تتجاوز القيمة  $I_g$ .

**R6.6.3.1.3** Analysis of buildings with two-way slab systems without beams requires that the model represents the transfer of lateral loads between vertical members. The model should result in prediction of stiffness in substantial agreement with results of comprehensive tests and analysis. Several acceptable models have been proposed to accomplish this objective (Vanderbilt and Corley 1983; Hwang and Moehle 2000; Dovich and Wight 2005).

**R6.6.3.1.3** يتطلب تحليل المباني التي توجد فيها نظم بلاطات ثنائية الاتجاه دون كمرات أن النموذج يمثل نقل الأحمال الجانبية بين العناصر الرأسية. يجب أن يؤدي النموذج إلى التنبؤ بالتصلب في اتفاق مع نتائج الاختبارات والتحليلات الشاملة. وقد اقترحت عدة نماذج مقبولة لتحقيق هذا الهدف (فاندربيلت وكورلي 1983؛ هوانج وموهل 2000؛ دوفيتش ووايت 2005).

#### R6.6.3.2 Service load analysis

**R6.6.3.2** تحليل الحمل في الخدمة

**R6.6.3.2.2** Analyses of deflections, vibrations, and building periods are needed at various service (unfactored) load levels (Grossman 1987, 1990) to determine the performance of the structure in service. The moments of inertia of the structural members in the service load analyses should be representative of the degree of cracking at the various service load levels investigated. Unless a more accurate estimate of the degree of cracking at service load level is available, it is satisfactory to use  $1.0/0.70 = 1.4$  times the moments of inertia provided in 6.6.3.1, not to exceed  $I_g$ , for service load analyses.

**R6.6.3.2.2** ويلزم تحليل التشوهات والاهتزازات وفترات البناء على مستويات مختلفة من الحمل (غير مصعد) (Grossman 1987، 1990) لتحديد أداء المنشأ في الخدمة. ينبغي أن تكون عزوم القصور الذاتي للعناصر الإنشائية في تحليلات حمل الخدمة ممثلة لدرجة التشقق في مستويات الحمولة المختلفة للخدمة التي تم التحقيق فيها. ما لم يكن هناك تقدير أكثر دقة لدرجة التشقق في مستوى تحميل الخدمة، فمن الملائم استخدام  $1.0 / 0.70 = 1.4$  مرة عزوم القصور الذاتي المقدمة في 6.6.3.1، على ألا تتجاوز  $I_g$ ، لتحليلات حمولة الخدمة.



**6.6.4 Slenderness effects, moment magnification method**

**6.6.4.1** Unless 6.2.5 is satisfied, columns and stories in structures shall be designated as being nonsway or sway. Analysis of columns in nonsway frames or stories shall be in accordance with 6.6.4.5. Analysis of columns in sway frames or stories shall be in accordance with 6.6.4.6.

**6.6.4 تأثيرات النحافة وطريقة تكبير العزم**

**6.6.4.1** ما لم يتم استيفاء البند 6.2.5 ، يجب تصميم الأعمدة والطوابق في المنشآت على أنها غير مقيدة للحركة الجانبية أو مقيدة. يجب أن يكون تحليل الأعمدة في الأطارات أو الطوابق الغير مقيدة للحركة الجانبية وفقاً لـ 6.6.4.5. يجب أن يكون تحليل الأعمدة في الأطارات أو الطوابق المقيدة للحركة الجانبية وفقاً لـ 6.6.4.6.

**6.6.4.2** The cross-sectional dimensions of each member used in an analysis shall be within 10 percent of the specified member dimensions in construction documents or the analysis shall be repeated. If the stiffnesses of Table 6.6.3.1.1(b) are used in an analysis, the assumed member reinforcement ratio shall also be within 10 percent of the specified member reinforcement in construction documents.

**6.6.4.3** تكون الأبعاد للمقاطع العرضية لكل عنصر المستخدمة في التحليل في حدود 10٪ من أبعاد العنصر المحددة في وثائق التشييد أو يكرر التحليل. إذا استخدمت جساءة من الجدول 6.6.3.1.1 (b) في التحليل، فإن نسبة تسليح العنصر المفترض يجب أن تكون أيضاً ضمن 10٪ من التسليح المحدد للعناصر في وثائق البناء

**R6.6.4 Slenderness effects, moment magnification method**

**R6.6.4.1** This section describes an approximate design procedure that uses the moment magnifier concept to account for slenderness effects. Moments calculated using a first-order frame analysis are multiplied by a moment magnifier that is a function of the factored axial load  $P_u$  and the critical buckling load  $P_c$  for the column.

**R6.6.4 تأثيرات النحافة وطريقة تكبير العزم**

**R6.6.4.1** يصف هذا المقطع إجراء تصميم تقريباً يستخدم مفهوم "تضخيم" لعزم من أجل التأثيرات المرنة. يتم حساب العزوم المحسوبة باستخدام تحليل إطار الهياكل بواسطة تضخيم عزم وهي دالة للحمولة المحورية المختبرة  $P_u$  وحمولة الانبعاج الحرجة  $P_c$  للعمود.

For the sway case, the moment magnifier is a function of the sum of  $P_u$  of the story and the sum of  $P_c$  of the sway-resisting columns in the story considered. Nonsway and sway frames are treated separately. A first-order frame analysis is an elastic analysis that excludes the internal force effects resulting from deflections. The moment magnifier design method requires the designer to distinguish between nonsway frames, which are designed according to 6.6.4.5, and sway frames, which are designed according to 6.6.4.6. Frequently this can be done by comparing the total lateral stiffness of the columns in a story to that of the bracing elements. A compression member, such as a column, wall, or brace, may be assumed nonsway if it is located in a story in which the bracing elements (shear walls, shear trusses, or other types of lateral bracing) have such substantial lateral stiffness to resist the lateral deflections of the story that any resulting lateral deflection is not large enough to affect the column strength substantially. If not readily apparent without calculations, 6.6.4.3 provides two possible ways of determining if sway can be neglected.

بالنسبة لحالة الحركة (التنقل)، فإن تضخيم العزم هي دالة لمجموع  $P_u$  من الطابق ومجموع  $P_c$  لأعمدة مقاومة التأثير في الطابق. يتم التعامل مع كل من إطارات الغير متحركة و المتحركة بشكل منفصل. تحليل الإطار هو تحليل مرن يستثني تأثيرات القوة الداخلية الناتجة عن التشوهات. تتطلب طريقة تصميم تضخيم عزم أن يميز المصمم بين إطارات الغير متحركة ، التي تم تصميمها وفقاً لـ 6.6.4.5 ، وإطار متحرك ، التي تم تصميمها وفقاً لـ 6.6.4.6. كثيراً ما يمكن القيام بذلك من خلال مقارنة الجساءة الجانبية الشاملة للأعمدة في الطابق إلى العناصر الداعمة. يمكن افتراض عنصر ضغط، مثل عمود ، أو حائط ، أو دعامة ، إذا كان موجوداً في الطابق تكون فيها العناصر المقيدة (حواجز القص ، أو دعامات القص ، أو أنواع أخرى من الركائز الجانبية) ذات صلابة جانبية كبيرة تقاوم التشوهات الجانبية للطابق بأن أي نتيجة جانبية لا تكون كبيرة بما يكفي للتأثير على قوة العمود بشكل كبير. إذا لم يكن ذلك واضحاً بدون حسابات، يوفر 6.6.4.3 طريقتين محتملتين لتحديد ما إذا كان من الممكن إهمال التأثير.

**6.6.4.3** It shall be permitted to analyze columns and stories in structures as nonsway frames if (a) or (b) is satisfied:

(a) The increase in column end moments due to second order effects does not exceed 5 percent of the first-order end moments

(b)  $Q$  in accordance with 6.6.4.4.1 does not exceed 0.05

**6.6.4.3** يُسمح بتحليل الأعمدة والطوابق في الهياكل كأطارات غير متحركة (مفيدة) إذا استوفيت (أ) أو (ب):  
(أ) لا تزيد الزيادة في عزوم نهاية العمود الناتجة عن التأثيرات من الدرجة الثانية عن 5٪ من العزوم الطرفية من الدرجة الأولى.  
(ب) لا تزيد  $Q$  عن 0.05 وفقاً لـ 6.6.4.4.1

**R6.6.4.3** In 6.6.4.3(a), a story in a frame is classified as nonsway if the increase in the lateral load moments resulting from  $P\Delta$  effects does not exceed 5 percent of the first-order moments (MacGregor and Hage 1977). Section 6.6.4.3(b) provides an alternative method of determining if a frame is classified as nonsway based on the stability index for a story,  $Q$ . In calculating  $Q$ ,  $\sum P_u$  should correspond to the lateral loading case for which  $\sum P_u$  is greatest. A frame may contain both nonsway and sway stories. If the lateral load deflections of the frame are calculated using service loads and the service load moments of inertia given in 6.6.3.2.2, it is permissible to calculate  $Q$  in Eq. (6.6.4.4.1) using 1.2 times the sum of the service gravity loads, the service load story shear, and 1.4 times the firstorder service load story deflections.

**R6.6.4.3** في 6.6.4.3 (a) ، يتم تصنيف الطابق في إطار على هيئة إطار غير متحرك إذا لم تتجاوز الزيادة في عزوم الحمل الجانبي الناتجة عن تأثيرات  $P\Delta$  5٪ من عزوم درجة أولى (MacGregor و Hage 1977). يوفر المقطع 6.6.4.3 (ب) طريقة بديلة لتحديد ما إذا كان الإطار مصنفاً على أنه غير متحرك مستنداً إلى مؤشر الاستقرار للطابق ،  $Q$ . عند حساب  $Q$  ،  $\sum P_u$  يجب أن يتوافق مع حالة التحميل الجانبية التي يكون  $\sum P_u$  بها أعظم . قد يحتوي الإطار على كل من الطوابق غير المباشرة. إذا تم حساب التحميلات الجانبية للإطار باستخدام أحمال الخدمة وعزوم حمل الخدمة من القصور الذاتي الواردة في 6.6.3.2.2 ، فيسمح حساب  $Q$  في Eq. (6.6.4.4.1) باستعمال 1.2 مرة مجموع أحمال الجاذبية الخدمية ، و تحميل الخدمة للقص ، ومقدار 1.4 مرة من تشوهات تحميل خدمي للقص.

#### 6.6.4.4 Stability properties

**6.6.4.4.1** The stability index for a story,  $Q$ , shall be calculated by:

**6.6.4.4** خصائص الاستقرار  
**6.6.4.4.1** يُحسب مؤشر الاستقرار للطابق،  $Q$  ، بواسطة:

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_{us} \ell_c} \quad (6.6.4.4.1)$$

where  $\sum P_u$  and  $V_{us}$  are the total factored vertical load and horizontal story shear, respectively, in the story being evaluated, and  $\Delta_o$  is the first-order relative lateral deflection between the top and the bottom of that story due to  $V_{us}$ .

حيث يكون  $\sum P_u$  و  $V_{us}$  هما الحمل الكلي المصعد العمودي وقوة القص الطابقية الأفقية، على التوالي، في الطابق التي يتم تقييمها، و  $\Delta_o$  هو التشوه الجانبي النسبي من الدرجة الأولى بين الجزء العلوي والسفلي لهذه الطابق بسبب  $V_{us}$ .

**6.6.4.4.2** The critical buckling load  $P_c$  shall be calculated by:

**6.6.4.4.2** يُحسب حمل الانبعاج الحرج بواسطة:

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(k \ell_u)^2} \quad (6.6.4.4.2)$$

#### R6.6.4.4 Stability properties

**R6.6.4.4** خصائص الاستقرار

**R6.6.4.4.2** In calculating the critical axial buckling load, the primary concern is the choice of a stiffness  $(EI)_{eff}$  that reasonably approximates the variations in stiffness due to cracking, creep, and nonlinearity of the concrete stress-strain curve. Sections 6.6.4.4.4 and 6.6.4.4.5 may be used to calculate  $(EI)_{eff}$ .

**R6.6.4.4.2** عند حساب الحمل المنبعج المحوري الحرج، يتمثل الاهتمام الأساسي في اختيار صلابة  $(EI)_{eff}$  تقارب بشكل معقول التغيرات في الجساءة بسبب التشقق، والزحف، واللاخطية لمنحنى إجهاد الضغط الخرساني. يسمح استخدام المقطعين 6.6.4.4.4 و 6.6.4.4.5 لحساب  $(EI)_{eff}$ .

**6.6.4.4.3** The effective length factor  $k$  shall be calculated using  $E_c$  in accordance with 19.2.2 and  $I$  in accordance with 6.6.3.1.1. For nonsway members,  $k$  shall be permitted to be taken as 1.0, and for sway members,  $k$  shall be at least 1.0.

**6.6.4.4.3** يُحسب معامل الطول الفعال  $k$  باستخدام  $E_c$  وفقاً لـ 19.2.2 و  $I$  وفقاً لـ 6.6.3.1.1. للعناصر الغير منتقلة (مقفدة)، يسمح لـ  $k$  أن تؤخذ على أنها 1.0 ، للعناصر المنتقلة ، يجب أن يكون  $k$  على الأقل 1.0.

**6.6.4.4.4** For noncomposite columns,  $(EI)_{eff}$  shall be calculated in accordance with (a), (b), or (c):

**6.6.4.4.4** بالنسبة للأعمدة الغير مركبة، يحسب  $(EI)_{eff}$  طبقاً للمواصفات (أ) أو (ب) أو (ج):

$$(a) (EI)_{eff} = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_{dns}} \quad (6.6.4.4.4a)$$

$$(b) (EI)_{eff} = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{sr})}{1 + \beta_{dns}} \quad (6.6.4.4.4b)$$

$$(c) (EI)_{eff} = \frac{E_c I}{1 + \beta_{dns}} \quad (6.6.4.4.4c)$$

where  $\beta_{dns}$  shall be the ratio of maximum factored sustained axial load to maximum factored axial load associated with the same load combination and  $I$  in Eq. (6.6.4.4.4c) is calculated according to Table 6.6.3.1.1(b) for columns and walls.

حيث  $\beta_{dns}$  يجب أن تكون نسبة أقصى حمولة محورية ثابتة مصعدة إلى أقصى حمولة محورية مصعدة مرتبطة بنفس تركيبة الحمل و  $I$  في المعادلة (6.6.4.4.4c) تحسب وفقاً للجدول 6.6.3.1.1 (b) للأعمدة والجدران.

**R6.6.4.4.3** The effective length factor for a compression member, such as a column, wall, or brace, considering braced behavior, ranges from 0.5 to 1.0. It is recommended that a  $k$  value of 1.0 be used. If lower values are used, the calculation of  $k$  should be based on analysis of the frame using  $I$  values given in 6.6.3.1.1. The Jackson and More land Alignment Charts (Fig. R6.2.5) can be used to estimate appropriate values of  $k$  (ACI SP-17(09); Column Research Council 1966).

**R6.6.4.4.3** يتراوح عامل الطول الفعلي لعنصر الضغط ، مثل عمود أو حائط أو دعامة ، مع مراعاة السلوك المقيد ، من 0.5 إلى 1.0. يوصى باستخدام قيمة 1.0. في حالة استخدام قيم أدنى، ينبغي أن يستند حساب  $k$  إلى تحليل للإطار باستخدام قيم  $I$  المعطاة في 6.6.3.1.1. يمكن استخدام المخططات البيانية لمخطط جاكسون و مور (الشكل رقم R6.2.5) لتقدير القيم المناسبة لـ  $k$  (ACI SP-17 (09) ؛ مجلس بحوث العمود 1966).

**R6.6.4.4.4** The numerators of Eq. (6.6.4.4.4a) to (6.6.4.4.4c) represent the short-term column stiffness. Equation (6.6.4.4.4b) was derived for small eccentricity ratios and high levels of axial load. Equation (6.6.4.4.4a) is a simplified approximation to Eq. (6.6.4.4.4b) and is less accurate (Mirza 1990). For improved accuracy,  $(EI)_{eff}$  can be approximated using Eq. (6.6.4.4.4c). Creep due to sustained loads will increase the lateral deflections of a column and, hence, the moment magnification. Creep effects are approximated in design by reducing the stiffness  $(EI)_{eff}$  used to calculate  $P_c$  and, hence,  $\delta$ , by dividing the short term  $EI$  provided by the numerator of Eq. (6.6.4.4.4a) through (6.6.4.4.4c) by  $(1 + \beta_{dns})$ . For simplification, it can be assumed that  $\beta_{dns} = 0.6$ . In this case, Eq. (6.6.4.4.4a) becomes  $(EI)_{eff} = 0.25E_c I_g$ . In reinforced concrete columns subject to sustained loads, creep transfers some of the load from the concrete to the longitudinal reinforcement, increasing the reinforcement stresses. In the case of lightly reinforced columns, this load transfer may cause the compression reinforcement to yield prematurely, resulting in a loss in the effective  $EI$ . Accordingly, both the concrete and longitudinal reinforcement terms in Eq. (6.6.4.4.4b) are reduced to account for creep.

**R6.6.4.4.4** التبسيط في المعادلة (a6.6.4.4.4) إلى (c6.6.4.4.4) تمثل جساءة العمود على المدى القصير. تم اشتقاق المعادلة (b6.6.4.4.4) لنسب اللامركزية الصغيرة ومستويات عالية من الحمل المحوري. المعادلة (a6.6.4.4.4) هي تقريب مبسط لمعادلة (b6.6.4.4.4) وأقل دقة (Mirza 1990). لتحسين الدقة، يمكن تقريب قيمة  $(EI)$  باستخدام المعادلة (c6.6.4.4.4). سيؤدي الزحف الناتج عن الأحمال المستمرة إلى زيادة التشوهات الجانبية للعمود، ومن ثم ، سيحدث التكبير. يقترب تأثير الزحف في التصميم من خلال تقليل الجساءة الفعالة (  $EI$  المستخدم لحساب  $P_c$  و ، بالتالي، بواسطة ، بتقسيم  $EI$  قصير الأجل الذي يوفره بسط المعادلة (a6.6.4.4.4) من خلال (c6.6.4.4.4) بمقدار  $(1 + \beta_{dns})$ . بالنسبة إلى التبسيط، يمكن افتراض أن  $\beta_{dns} = 0.6$ . في هذه الحالة، المعادل (a6.6.4.4.4) تصبح  $(EI)_{eff} = 0.25E_c I_g$ . في الأعمدة الخرسانية المسلحة التي تخضع لأحمال ثابتة، يقوم الزحف بنقل بعض الحمولة من الخرسانة إلى التسليح الطولي، مما يزيد من الضغوط للتسليح. في حالة الأعمدة قليلة التسليح، قد يؤدي نقل الحمولة هذا إلى الحصول على تسليح الضغط قبل الأوان، مما يؤدي إلى فقدان  $EI$  الفعال. وفقاً لذلك، كل شروط التسليح الخرسانة والطولية في المعادلة. يتم تخفيض (b6.6.4.4.4) لحساب الزحف.

**6.6.4.5 Moment magnification method: Nonsway frames**

**6.6.4.5.1** The factored moment used for design of columns and walls,  $M_c$ , shall be the first-order factored moment  $M_2$  amplified for the effects of member curvature.

**6.6.4.5 طريقة تكبير العزم: أطر غير متحركة (مقيدة)**

**6.6.4.5.1** يجب أن يكون العزم المصعد المحسوب المستخدم في تصميم الأعمدة والجدران،  $M_c$ ، هي العزم المصعد من الدرجة الأولى  $M_2$  المضخم من أجل تأثيرات انحناء العنصر.

$$M_c = \delta M_2 \quad (6.6.4.5.1)$$

**6.6.4.5.2** Magnification factor  $\delta$  shall be calculated by:

**6.6.4.5.2** يحسب معامل التكبير بواسطة:

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad (6.6.4.5.2)$$

**6.6.4.5.3**  $C_m$  shall be in accordance with (a) or (b):  
(a) For columns without transverse loads applied between supports

**6.6.4.5.3** يجب أن يكون  $C_m$  وفقاً لـ (أ) أو (ب):

(أ) للأعمدة بدون أحمال عرضية مطبقة بين الركائز

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad (6.6.4.5.3a)$$

where  $M_1/M_2$  is negative if the column is bent in single curvature, and positive if bent in double curvature.  $M_1$  corresponds to the end moment with the lesser absolute value.

حيث  $M_1 / M_2$  تكون سالبة إذا كان العمود منحنيًا في انحناء واحد، وموجبة إذا كان منحنيًا في انحناء مزدوج.  $M_1$  يتوافق مع نهاية العزم مع أقل قيمة مطلقة.

(b) For columns with transverse loads applied between supports.

(ب) للأعمدة مع أحمال عرضية مطبقة بين الركائز

$$C_m = 1.0 \quad (6.6.4.5.3b)$$

**R6.6.4.5 Moment magnification method: Nonsway frames**

**R6.6.4.5** طريقة تكبير العزم: أطر غير متحركة (مقيدة)

**R6.6.4.5.2** The 0.75 factor in Eq. (6.6.4.5.2) is the stiffness reduction factor  $\phi_K$  which is based on the probability of understrength of a single isolated slender column. Studies reported in Mirza et al. (1987) indicate that the stiffness reduction factor  $\phi_K$  and the cross-sectional strength reduction  $\phi$  factors do not have the same values. These studies suggest the stiffness reduction factor  $\phi_K$  for an isolated column should be 0.75 for both tied and spiral columns. In the case of a multistory frame, the column and frame deflections depend on the average concrete strength, which is higher than the strength of the concrete in the critical single understrength column. For this reason, the value of  $\phi_K$  implicit in  $I$  values in 6.6.3.1.1 is 0.875.

**R6.6.4.5.2** المعامل 0.75 في المعادلة (6.6.4.5.2) هو معامل تقليل الجساءة  $\phi_K$ ، والذي يستند إلى احتمال تقصير عمود واحد نحيف منعزل. الدراسات الواردة في ميرزا وآخرون. (1987) تشير إلى أن معامل تقليل الجساءة  $K$  وعوامل تخفيض مقاومة المقطع العرضي ليس لهما نفس القيم. تشير هذه الدراسات إلى أن معامل تقليل الجساءة  $K$  لعمود منعزل يجب أن يكون 0.75 لكل من الأعمدة المقوسة والحلزونية. في حالة وجود إطار متعدد الطوابق، يعتمد عمود وعمق الإطار على متوسط مقاومة الخرسانة، وهو أعلى من مقاومة الخرسانة في العمود تحت المقاومة المستقلة الحرجة. لهذا السبب، القيمة الضمنية  $\phi_K$  في  $I$  في 6.6.3.1.1 هي 0.875.

**R6.6.4.5.3** The factor  $C_m$  is a correction factor relating the actual moment diagram to an equivalent uniform moment diagram. The derivation of the moment magnifier assumes that the maximum moment is at or near midheight of the column. If the maximum moment occurs at one end of the column, design should be based on an equivalent uniform moment  $C_m M_2$  that leads to the same maximum moment at or near midheight of the column when magnified (MacGregor et al. 1970). The sign convention for  $M_1/M_2$  has been updated to follow the right hand rule convention; hence,  $M_1/M_2$  is negative if bent in single curvature and positive if bent in double curvature. This reflects a sign convention change from the 2011 Code. In the case of columns that are subjected to transverse loading between supports, it is possible that the maximum moment will occur at a section away from the end of the member. If this occurs, the value of the largest calculated moment occurring anywhere along the member should be used for the value of  $M_2$  in Eq. (6.6.4.5.1).  $C_m$  is to be taken as 1.0 for this case.



**6.6.4.5.4**  $M_2$  in Eq. (6.6.4.5.1) shall be at least  $M_{2,min}$  calculated according to Eq. (6.6.4.5.4) about each axis separately.

$$M_{2,min} = P_u(0.6 + 0.03h) \quad (6.6.4.5.4)$$

**6.6.4.5.4**  $M_2$  في المعادلة (6.6.4.5.1) يجب أن تكون  $M_{2,min}$  على الأقل، محسوبة حسب المعادلة (6.6.4.5.4) حول كل محور على حدة.

If  $M_{2,min}$  exceeds  $M_2$ ,  $C_m$  shall be taken equal to 1.0 or calculated based on the ratio of the calculated end moments  $M_1/M_2$ , using Eq. (6.6.4.5.3a).

إذا كان  $M_{2,min}$ ، تجاوز  $M_2$ ، يجب أن يتم أخذ  $C_m$  مساوياً لـ 1.0 أو يتم حسابه على أساس نسبة العزوم النهائية المحسوبة  $M_1 / M_2$  ، باستخدام المعادلة (6.6.4.5.3).

#### 6.6.4.6 Moment magnification method: Sway frames

**6.6.4.6.1** Moments  $M_1$  and  $M_2$  at the ends of an individual column shall be calculated by (a) and (b).

**6.6.4.6** طريقة تكبير العزم : إطارات منتقلة (غير مقيدة)  
**6.6.4.6.1** تحسب عزوم  $M_1$  و  $M_2$  في نهائي عمود مستقل بواسطة (أ) و (ب).

$$(a) \dot{M}_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (6.6.4.6.1a)$$

$$(b) M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (6.6.4.6.1b)$$

**R6.6.4.5.3** معامل  $C_m$  هو معامل تصحيح يتعلق بالرسم البياني الحالي لعزم بمخطط عزم منتظم مكافئ. يفترض اشتقاق تضخيم العزم أن الحد الأقصى للعزم هو عند منتصف العمود أو بالقرب منه. إذا حدثت العزم القصوى في أحد طرفي العمود، فيجب أن يستند التصميم إلى عزم موحدة متساوية  $C_m M_2$  تؤدي إلى نفس العزم القصوى عند أو بالقرب من منتصف العمود عند التكبير (MacGregor et al. 1970). تم تحديث اتفاقية تسجيل  $M_1 / M_2$  لاتباع اتفاقية قاعدة اليد اليمنى؛ وبالتالي،  $M_1 / M_2$  هو سالب إذا كان في انحناء واحد وموجب إذا كان الانحناء في انحناء مزدوج. هذا يعيد تغيير اتفاقية إشارة من كود 2011. في حالة الأعمدة التي تتعرض للتحميل العرضي بين الركائز، من الممكن أن تحدث العزم القصوى في مقطع بعيد عن نهاية العنصر. في حالة حدوث ذلك، يجب استخدام قيمة أكبر عزم محسوبة تحدث في أي مكان بطول العنصر بقيمة  $M_2$  في Eq. (6.6.4.5.1). يجب أن تؤخذ كـ 1.0 لهذه الحالة.

**R6.6.4.5.4** In the Code, slenderness is accounted for by magnifying the column end moments. If the factored column moments are small or zero, the design of slender columns should be based on the minimum eccentricity provided in Eq. (6.6.4.5.4). It is not intended that the minimum eccentricity be applied about both axes simultaneously. The factored column end moments from the structural analysis are used in Eq. (6.6.4.5.3a) in determining the ratio  $M_1/M_2$  for the column when the design is based on the minimum eccentricity. This eliminates what would otherwise be a discontinuity between columns with calculated eccentricities less than the minimum eccentricity and columns with calculated eccentricities equal to or greater than the minimum eccentricity.

**R6.6.4.5.4** في الكود، تُحسب النحافة بتكبير عزوم نهاية العمود. إذا كانت عزوم العمود الفاصلة صغيرة أو صفر، يجب أن يستند تصميم الأعمدة النحيفة إلى الحد الأدنى من اللامركزية الواردة في المعادلة (6.6.4.5.4). ليس المقصود أن يتم تطبيق اللامركزية الأدنى على كلا المحاور في وقت واحد. يتم استخدام عزوم نهاية العمود المصعدة من التحليل الإنشائي في المعادلة (6.6.4.5.3a) عند تحديد النسبة  $M_1 / M_2$  للعمود عندما يستند التصميم إلى الحد الأدنى من اللامركزية. هذا يزيل ما يمكن أن يكون خلاف ذلك بين الأعمدة ذات اللامركزية المحسوبة أقل من الحد الأدنى من اللامركزية والأعمدة ذات اللامركزية المحسوبة التي تعادل أو تزيد عن اللامركزية الأدنى.

#### R6.6.4.6 Moment magnification method: Sway frames

**R6.6.4.6.1** The analysis described in this section deals only with plane frames subjected to loads causing deflections in that plane. If the lateral load deflections involve significant torsional displacement, the moment magnification in the columns farthest from the center of twist may be underestimated by the moment magnifier procedure. In such cases, a three-dimensional second-order analysis should be used.

**R6.6.4.6** طريقة تكبير العزم : إطارات منتقلة (غير مقيدة)  
**R6.6.4.6.1** يتناول التحليل الموصوف في هذا المقطع فقط العناصر المستوية المعرضة لأحمال تسبب اضطرابات في ذلك المستوى. إذا كانت تحميلات الحمل الجانبي تنطوي على إزاحة تشوهية كبيرة، فقد يتم التقليل من أهمية عزم التكبير في الأعمدة البعيدة عن مركز الالتواء من خلال إجراء تضخيم العزم. في مثل هذه الحالات، يجب استخدام تحليل من الدرجة الثانية ثلاثي الأبعاد.

**6.6.4.6.2** The moment magnifier  $\delta_s$  shall be calculated by (a), (b), or (c). If  $\delta_s$  exceeds 1.5, only (b) or (c) shall be permitted:

**6.6.4.6.2** يحسب تضخيم العزم بواسطة (أ) أو (ب) أو (ج). إذا تجاوزت  $\delta_s$  1.5 ، يُسمح فقط (ب) أو (ج) بما يلي:

$$(a) \delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1 \quad (6.6.4.6.2a)$$

$$(b) \delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq 1 \quad (6.6.4.6.2b)$$

(c) Second-order elastic analysis

where  $\sum P_u$  is the summation of all the factored vertical loads in a story and  $\sum P_c$  is the summation for all sway resisting columns in a story.  $P_c$  is calculated using Eq. (6.6.4.4.2) with  $k$  determined for sway members from 6.6.4.4.3 and  $(EI)_{eff}$  from 6.6.4.4.4 or 6.6.4.4.5 as appropriate with  $\beta_{ds}$  substituted for  $\beta_{dns}$ .

(ج) التحليل المرن من الدرجة الثانية  
حيث  $\sum P_u$  هو جمع كل الأحمال الرأسية المصعدة المحسوبة في الطابق و  $\sum P_c$  هو جمع لكل الأعمدة المقاومة للانتقال في الطابق. يتم حساب  $P_c$  باستخدام المعادلة (6.6.4.4.2) مع تحديد  $k$  للعناصر المنتقلة من 6.6.4.4.3 و  $(EI)_{eff}$  من 6.6.4.4.4 أو 6.6.4.4.5 حسب الاقتضاء مع استبدال  $\beta_{ds}$  بدلا من  $\beta_{dns}$ .

**R6.6.4.6.2** Three different methods are allowed for calculating the moment magnifier. These approaches include the  $Q$  method, the sum of  $P$  concept, and second-order elastic analysis.

(a)  $Q$  method:

The iterative  $PA$  analysis for second-order moments can be represented by an infinite series. The solution of this series is given by Eq. (6.6.4.6.2a) (MacGregor and Hage 1977). Lai and MacGregor (1983) show that Eq. 6.6.4.6.2a) closely predicts the second-order moments in a sway frame until  $\delta_s$  exceeds 1.5. The  $PA$  moment diagrams for deflected columns are curved, with  $\Delta$  related to the deflected shape of the columns. Equation (6.6.4.6.2a) and most commercially available second-order frame analyses have been derived assuming that the  $PA$  moments result from equal and opposite forces of  $PA/\ell_c$  applied at the bottom and top of the story. These forces give a straight-line  $PA$  moment diagram. The curved  $PA$  moment diagrams lead to lateral displacements on the order of 15 percent larger than those from the straight-line  $PA$  moment diagrams. This effect can be included in Eq. (6.6.4.6.2a) by writing the denominator as  $(1 - 1.15Q)$  rather than  $(1 - Q)$ . The 1.15 factor has been omitted from Eq. (6.6.4.6.2a) for simplicity. If deflections have been calculated using service loads,  $Q$  in Eq. (6.6.4.6.2a) should be calculated in the manner explained in R6.6.4.3. The  $Q$  factor analysis is based on deflections calculated using the  $I$  values from 6.6.3.1.1, which include the equivalent of a stiffness reduction factor  $\phi K$ . These  $I$  values lead to a 20 to 25 percent over-estimation of the lateral deflections that corresponds to a stiffness reduction factor  $\phi K$  between 0.80 and 0.85 on the  $PA$  moments. As a result, no additional  $\phi$  factor is needed. Once the moments are established using Eq. (6.6.4.6.2a), selection of the cross sections of the columns involves the strength reduction factors  $\phi$  from 21.2.2..

**R6.6.4.6.2** يُسمح باستخدام ثلاثة طرق مختلفة لحساب تضخيم العزم. تتضمن هذه الطرق الأسلوب  $Q$  ، ومجموع مفهوم  $P$  ، والتحليل المرن من الدرجة الثانية.

(أ) طريقة  $Q$ :

يمكن تمثيل تحليل  $PA$  التكراري عزوم درجة ثانية من خلال سلسلة لا حصر لها. يتم إعطاء حل هذه السلسلة بواسطة المعادلة (6.6.4.6.2a) (MacGregor and Hage 1977). يبين Lai و MacGregor (1983). يتنبأ عن قرب بعزوم درجة ثانية في إطار متحركة حتى يتعدى  $\delta_s$  1.5. تكون منحنيات  $\Delta P$  عزم للأعمدة المنحنية، مع  $\Delta$  مرتبطة بالشكل غير المقبول للأعمدة. تم استنتاج المعادلات (6.6.4.6.2a) ومعظم تحليلات الإطار من الدرجة الثانية والمتوفرة بافتراض أن عزوم  $P$  تنتج من قوى متساوية ومعاكسة لـ  $PA/\ell_c$  مطبقة في أسفل وأعلى الطابق. تعطي هذه القوى رسماً بيانياً لعزوم مستقيمة. تؤدي مخططات  $P$  عزم المنحنية إلى إزاحات جانبية بدرجة أكبر بنسبة 15 بالمائة من تلك الموجودة في مخططات  $P$  عزم الخط المستقيم. يمكن تضمين هذا التأثير في (Eq. (6.6.4.6.2a) بكتابة المقام كـ  $(1 - 1.15Q)$  بدلاً من  $(1 - Q)$ . تم حذف معامل 1.15 من المعادل (6.6.4.6.2a) للتبسيط. إذا تم حساب النتائج باستخدام أحمال الخدمة،  $Q$  في Eq. ينبغي حساب (6.6.4.6.2a) بالطريقة الموضحة في R6.6.4.3. يستند تحليل العوامل  $Q$  إلى تشوهات محسوبة باستخدام القيم  $I$  من 6.6.3.1.1، والتي تشمل ما يعادل معامل تخفيض الجساءة  $\phi K$ . تؤدي هذه القيم إلى تقدير زائد 20 إلى 25 في المائة للتشوهات الجانبية التي تقابل معامل تخفيض الجساءة بين 0.80 و 0.85 في عزوم  $\Delta P$ . نتيجة لذلك، لا يوجد معامل إضافي مطلوب. بمجرد أن يتم إنشاء عزوم باستخدام المعادلة (6.6.4.6.2a)، يتضمن اختيار المقاطع العرضية للأعمدة معاملات تخفيض المقاومة  $\phi$  من 21.2.2..



(b) Sum of  $P$  concept:

To check the effects of story stability,  $\delta_s$  is calculated as an averaged value for the entire story based on use of  $\sum Pu / \sum Pc$ . This reflects the interaction of all sway-resisting columns in the story on the  $P\Delta$  effects because the lateral deflection of all columns in the story should be equal in the absence of torsional displacements about a vertical axis. In addition, it is possible that a particularly slender individual column in a sway frame could have substantial midheight deflections,

(ب) مجموع مفهوم  $P$ :

للتحقق من تأثيرات استقرار الطابق، يتم حساب  $\delta_s$  كقيمة متوسطة للطابق بأكملها بناءً على استخدام  $\sum Pu / \sum Pc$ . وهذا يعيد التفاعل بين جميع أعمدة مقاومة الحركة في الطابق حول تأثيرات  $P\Delta$ ، لأن التشوهات الجانبية لجميع الأعمدة في الطابق يجب أن يكون متساوياً في غياب الازاحة الالتوائية حول محور عمودي. بالإضافة إلى ذلك، فمن الممكن أن يكون عمود فردي نحيف بشكل خاص في إطار متحرك يمكن أن يكون له تشوهات كبيرة في منتصف الارتفاع،

even if adequately braced against lateral end deflections by other columns in the story. Such a column is checked using 6.6.4.6.4. The 0.75 in the denominator of Eq. (6.6.4.6.2b) is a stiffness reduction factor  $\phi K$  as explained in R6.6.4.5.2. In the calculation of  $(EI)_{eff}$ ,  $\beta_{ds}$  will normally be zero for a sway frame because the lateral loads are generally of short duration. Sway deflections due to short-term loads, such as wind or earthquake, are a function of the short-term stiffness of the columns following a period of sustained gravity load. For this case, the definition of  $\beta_{ds}$  in 6.6.3.1.1 gives  $\beta_{ds} = 0$ . In the unusual case of a sway frame where the lateral loads are sustained,  $\beta_{ds}$  will not be zero. This might occur if a building on a sloping site is subjected to earth pressure on one side but not on the other.

حتى وإن تم استنباطه بشكل مناسب ضد التشوهات النهائية الجانبية بأعمدة أخرى في الطابق. يتم فحص مثل هذا العمود باستخدام 6.6.4.6.4. 0.75 في المعادلة (b6.6.4.6.2) هو معامل تقليل الجساءة  $\phi K$ ، كما هو موضح في R6.6.4.5.2. في حساب الجساءة الفعالة  $(EI)$ ، يكون  $\beta_{ds}$  عادة صفر بالنسبة لإطار المنتقلة لأن الأحمال الجانبية عادة ما تكون قصيرة المدة. إن التشوهات المنتقلة بسبب الأحمال قصيرة الأجل، مثل الرياح أو الزلازل، هي وظيفة من جساءة الأعمدة على المدى القصير بعد فترة تحميل ثابت مستدام. في هذه الحالة، فإن إعطاء قيمة  $\beta_{ds}$  في 6.6.3.1.1 يعطي  $\beta_{ds} = 0$ . في حالة غير عادية من اطارات الاحمال الجانبية، فإن  $\beta_{ds}$  لن يكون صفر. قد يحدث هذا إذا تعرض مبنى في موقع مائل لضغط الأرض من جانب ولكن ليس على الجانب الآخر.

**6.6.4.6.3** Flexural members shall be designed for the total magnified end moments of the columns at the joint.

**6.6.4.6.3** تصميم عناصر الانحناء للعزوم النهائية المضخمة الكاملة للأعمدة في المفصل.

**6.6.4.6.4** Second-order effects shall be considered along the length of columns in sway frames. It shall be permitted to account for these effects using 6.6.4.5, where  $C_m$  is calculated using  $M_1$  and  $M_2$  from 6.6.4.6.1.

**6.6.4.6.4** يجب أخذ اعتبار التأثيرات من الدرجة الثانية على طول أعمدة الأطارات المنتقلة (غير مقيدة). ويسمح بحساب هذه التأثيرات باستخدام 6.6.4.5 ، حيث يتم حساب  $C_m$  باستخدام  $M_1$  و  $M_2$  من 6.6.4.6.1.

**6.6.5** Redistribution of moments in continuous flexural members

**6.6.5** إعادة توزيع العزوم في العناصر المستمرة المنحنية

**R6.6.4.6.3** The strength of a sway frame is governed by stability of the columns and the degree of end restraint provided by the beams in the frame. If plastic hinges form in the restraining beam, as the structure approaches a failure mechanism, its axial strength is drastically reduced. This section requires the restraining flexural members to have enough strength to resist the total magnified column end moments at the joint.

**R6.6.4.6.3** تخضع مقاومة إطار منتقل إلى استقرار الأعمدة ودرجة التقيد التي توفرها الكمرات في الإطار. إذا تشكلت مفصلات بلاستيكية في كمرات التقيد، حيث يقترب المنشأ من آلية الانهيار، فإن قوتها المحورية تنخفض بشكل كبير. يتطلب هذا المقطع من العناصر الانحناء المقيدة أن يكون لديهم ما يكفي من القوة لمقاومة العزوم النهائية المضخمة الكاملة في المفصل.

**R6.6.4.6.4** The maximum moment in a compression member, such as a column, wall, or brace, may occur between its ends. While second-order computer analysis programs may be used to evaluate magnification of the end moments, magnification between the ends may not be accounted for unless the member is subdivided along its length. The magnification may be evaluated using the procedure outlined in 6.6.4.5.

**R6.6.4.6.4** قد تحدث أقصى عزم في عنصر ضغط ، مثل عمود أو جدار أو دعامة ، بين نهايته. في حين يمكن استخدام برامج تحليل الكمبيوتر من الدرجة الثانية لتقييم عزوم النهاية، قد لا يتم حساب التضخيم بين النهايات ما لم يتم تقسيم العنصر على طوله. يمكن تقييم التضخيم باستخدام الإجراء الموضح في 6.6.4.5.

**R6.6.5** Redistribution of moments in continuous flexural members—Redistribution of moments is dependent on adequate ductility in plastic hinge regions. These plastic hinge regions develop at sections of maximum positive or negative moment and cause a shift in the elastic moment diagram. The usual result is a reduction in the values of maximum negative moments in the support regions and an increase in the values of positive moments between supports from those calculated by elastic analysis. However, because negative moments are typically determined for one loading arrangement and positive moments for another (6.4.3 provides an exception for certain loading conditions), economies in reinforcement can sometimes be realized by reducing maximum elastic positive moments and increasing negative moments, thus narrowing the envelope of maximum negative and positive moments at any section in the span (Bondy 2003).

**R6.6.5** إعادة توزيع العزوم في العناصر المستمرة المنحنية - إعادة توزيع العزوم يعتمد على ليونة ملائمة في مناطق المفصلات البلاستيكية. تتطور هذه المناطق المفصلية البلاستيكية في أجزاء من الحد الأقصى للعزوم الموجبة والسالبة وتتسبب في حدوث تحول في مخطط المرونة للعزوم. تتمثل النتيجة المعتادة في انخفاض قيم العزوم السالبة القصوى في مناطق الدعم وزيادة قيم العزوم الموجبة بين الركائز من تلك المحسوبة بواسطة التحليل المرن. ومع ذلك، نظرًا لأن العزوم السالبة يتم تحديدها عادةً لترتيب واحد للحمل وعزوم موجبة لآخر (6.4.3 يوفر استثناءً لبعض شروط التحميل) ، يمكن في بعض الأحيان تحقيق توفير في التسليح من خلال تقليل العزوم الموجبة المرنة القصوى وزيادة العزوم السالبة ، وبالتالي تضيق منطقة أقصى عزوم سالبة وموجبة في أي مقطع في البحر (بوندي 2003).

**6.6.5.1** Except where approximate values for moments are used in accordance with 6.5, where moments have been calculated in accordance with 6.8, or where moments in two-way slabs are determined using pattern loading specified in 6.4.3.3, reduction of moments at sections of maximum negative or maximum positive moment calculated by elastic theory shall be permitted for any assumed loading arrangement if (a) and (b) are satisfied:

- (a) Flexural members are continuous  
(b)  $\epsilon_t \geq 0.0075$  at the section at which moment is reduced

**6.6.5.1** باستثناء الحالات التي تستخدم فيها القيم التقريبية للعزوم وفقاً لـ 6.5، حيث تحسب العزوم وفقاً لـ 6.8، أو عندما تُحدد العزوم في البلاطات ذات اتجاهين باستخدام نمط التحميل المحدد في 6.4.3.3، تخفض العزوم في المقاطع لأقصى عزم سالب وموجب محسوب بنظرية المرونة يجب أن يسمح بها لأي ترتيب تحميل مفترض إذا تم استيفاء (أ) و (ب):  
(أ) عناصر الانحناء المستمرة  
(ب)  $\epsilon_t \geq 0.0075$  في المقطع الذي يكون فيه العزم مخفض

**6.6.5.2** For prestressed members, moments include those due to factored loads and those due to reactions induced by prestressing.

**6.6.5.2** بالنسبة للعناصر مسبقة الأجهاد، تشمل العزوم تلك الناجمة عن الأحمال المصعدة وتلك الناجمة عن ردود الأفعال الناجمة عن الإجهاد المسبق.

**6.6.5.3** At the section where the moment is reduced, redistribution shall not exceed the lesser of  $1000\epsilon_t$  percent and 20 percent.

**6.6.5.3** في المقطع الذي تخفض فيه العزم، يجب ألا تتجاوز إعادة التوزيع أقل من  $1000\epsilon_t$  % و ٢٠ في المائة.

**6.6.5.4** The reduced moment shall be used to calculate redistributed moments at all other sections within the spans such that static equilibrium is maintained after redistribution of moments for each loading arrangement.

**6.6.5.4** يستخدم العزم المخفض لحساب العزوم التي يعاد توزيعها في جميع المقاطع الأخرى داخل البحور، بحيث يتم الحفاظ على التوازن الثابت بعد إعادة توزيع العزوم لكل ترتيب للتحميل.

**6.6.5.5** Shears and support reactions shall be calculated in accordance with static equilibrium considering the redistributed moments for each loading arrangement.

**6.6.5.5** تحسب ردود الأفعال للقص والركائز وفقاً للتوازن الاستاتيكي، مع مراعاة العزوم الموزعة لكل ترتيب للتحميل.

Plastic hinges permit utilization of the full capacity of more cross sections of a flexural member at ultimate loads. The Code permissible redistribution is shown in Fig. R6.6.5. Using conservative values of limiting concrete strains and lengths of plastic hinges derived from extensive tests, flexural members with small rotation capacities were analyzed for redistribution of moments up to 20 percent, depending on the reinforcement ratio. As shown, the permissible redistribution percentages are conservative relative to the calculated percentages available for both  $f_y = 60$  ksi and 80 ksi. Studies by Cohn (1965) and Mattock (1959) support this conclusion and indicate that cracking and deflection of beams designed for redistribution of moments are not significantly greater at service loads than for beams designed by the distribution of moments according to elastic theory. Also, these studies indicate that adequate rotational capacity for the redistribution of moments allowed by the Code is available if the members satisfy 6.6.5.1. The provisions for redistribution of moments apply equally to prestressed members (Mast 1992).

تسمح المفاصل البلاستيكية باستخدام القدرة الكاملة لمزيد من المقاطع العرضية من العنصر المنحني في الأحمال المصعدة. يظهر كود إعادة التوزيع المسموح به في الشكل 6.6.5. باستخدام القيم المحافظة للحد من انفعالات الخرسانة وأطوال المفصلات البلاستيكية المتشقة من اختبارات مكثفة، تم تحليل عناصر ذوي قدرات دوران صغيرة لإعادة توزيع عزوم تصل إلى 20 في المئة، اعتماداً على نسبة التسليح. كما هو موضح، فإن نسب إعادة التوزيع المسموح بها هي محافظة بالنسبة للنسب المئوية المحسوبة المتاحة لكل من  $f_y = 60$  ksi و 80 ksi.

وتدعم الدراسات التي أجراها كوهن (1965) وماتوك (1959) هذا الاستنتاج وتشير إلى أن تشقق وإزالة الكمات المصممة لإعادة توزيع العزوم ليست أكبر في أحمال الخدمة بشكل أكبر من الكمات المصممة من خلال توزيع العزوم وفقاً للنظرية المرنة. كما تشير هذه الدراسات إلى أن القدرة الدورانية الكافية لإعادة توزيع العزوم التي يسمح بها الكود متاحة إذا استوفى العناصر 6.6.5.1. تنطبق أحكام إعادة توزيع العزوم بالتساوي على العناصر المسبقة الإجهاد (ماست 1992).

The elastic deformations caused by a nonconcordant tendon change the amount of inelastic rotation required to obtain a given amount of redistribution of moments. Conversely, for a beam with a given inelastic rotational capacity, the amount by which the moment at the support may be varied is changed by an amount equal to the secondary moment at the support due to prestressing. Thus, the Code requires that secondary moments caused by reactions generated by prestressing forces be included in determining design moments. Redistribution of moments as permitted by 6.6.5 is not appropriate where approximate values of bending moments are used, such as provided by the simplified method of 6.5 or by the direct design method of 8.10 as stated in 8.10.4.3, where a 10 percent modification of moments is allowed. Redistribution of moments is also not appropriate for two-way slab systems that are analyzed using the pattern loadings given in 6.4.3.3. These loadings use only 75 percent of the full factored live load, which is based on considerations of moment redistribution.

تغير التشوهات المرنة الناتجة عن كابل الشد غير المترابطة مقدار الدوران غير المرين المطلوب للحصول على كمية معينة من إعادة توزيع العزوم. وبالعكس، بالنسبة للكمرات ذات القدرة الدورانية غير المرنة، يتم تغيير المقدار الذي تتغير به العزم عند الركيزة بمقدار مساوي للعزم الثانوي عند الركيزة بسبب الإجهاد المسبق. وبالتالي، فإن الكود يتطلب أن يتم تضمين العزوم الثانوية الناجمة عن ردود الفعل الناتجة عن القوى الإجهادية في تحديد عزوم التصميم. إعادة توزيع العزوم كما هو مسموح في 6.6.5 غير مناسب حيث يتم استخدام القيم التقريبية عزوم الانحناء، على سبيل المثال بواسطة الطريقة المبسطة من 6.5 أو بواسطة طريقة التصميم المباشر 8.10 كما هو مذكور في 8.10.4.3، حيث يتم تعديل 10٪ من العزوم المسموح بها. إعادة توزيع العزوم غير مناسبة أيضًا لأنظمة البلاطات ثنائية الاتجاه التي يتم تحليلها باستخدام التحميلات النمطية الواردة في 6.4.3.3. تستخدم هذه التحميلات 75 بالمانة فقط من الحمل الحي الكامل، والذي يعتمد على اعتبارات إعادة التوزيع الفورية للعزوم.

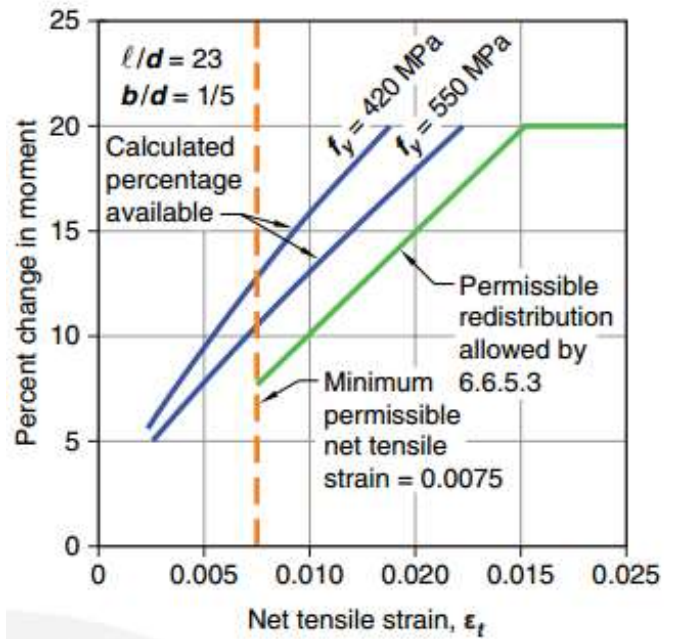


Fig. R6.6.5—Permissible redistribution of moments for minimum rotation capacity.

## 6.7—Elastic second-order analysis

### 6.7.1 General

#### 6.7 - التحليل المرن من الدرجة الثانية 6.7.1 عام

**6.7.1.1** An elastic second-order analysis shall consider the influence of axial loads, presence of cracked regions along the length of the member, and effects of load duration. These considerations are satisfied using the cross-sectional properties defined in 6.7.2.

**6.7.1.1** يجب أن يأخذ التحليل المرن من الدرجة الثانية في الاعتبار تأثير الأحمال المحورية ووجود مناطق مشققة بطول العنصر وتأثيرات مدة الحمل. يتم استيفاء هذه الاعتبارات باستخدام خصائص المقطع العرضي المحدد في 6.7.2.

## R6.7—Elastic second-order analysis

**R6.7.1 General**—In elastic second-order analyses, the deformed geometry of the structure is included in the equations of equilibrium so that  $PA$  effects are determined. The structure is assumed to remain elastic, but the effects of cracking and creep are considered by using a reduced stiffness  $EI$ . In contrast, elastic first-order analysis satisfies the equations of equilibrium using the original undeformed geometry of the structure and estimates  $PA$  effects by magnifying the column-end sway moments using Eq. (6.6.4.6.2a) or (6.6.4.6.2b).

**R6.7 - التحليل المرن من الدرجة الثانية**  
**R6.7.1 عام -** في التحليل المرن من الدرجة الثانية ، يتم تضمين التشوه الهندسي للهيكل في معادلات التوازن بحيث يتم تحديد تأثيرات  $\Delta P$  من المفترض أن يظل الهيكل مرناً، ولكن تأثيرات التشقق والزحف يتم اعتبارها باستخدام مقاومة الجساءة  $EI$  . في المقابل، يقيس التحليل المرن من الدرجة الثانية معادلات التوازن باستخدام الشكل الهندسي الأصلي الغير مشوه للهيكل، ويقدر تأثيرات  $\Delta P$  بواسطة العزوم المنتقلة في نهاية العمود باستخدام Eq. (6.6.4.6.2a) أو (6.6.4.6.2b).

**R6.7.1.1** The stiffnesses  $EI$  used in an analysis for strength design should represent the stiffnesses of the members immediately prior to failure. This is particularly true for a second-order analysis that should predict the lateral deflections at loads approaching ultimate. The  $EI$  values should not be based solely on the moment-curvature relationship for the most highly loaded section along the length of each member. Instead, they should correspond to the moment-end rotation relationship for a complete member. To allow for variability in the actual member properties in the analysis, the member properties used in analysis should be multiplied by a stiffness reduction factor  $\phi\kappa$  less than 1. The cross sectional properties defined in 6.7.2 already include this stiffness reduction factor. The stiffness reduction factor  $\phi\kappa$  may be taken as 0.875. Note that the overall stiffness is further reduced considering that the modulus of elasticity of the concrete,  $E_c$ , is based on the specified concrete compressive strength, while the sway deflections are a function of the average concrete strength, which is typically higher.

**R6.7.1.1** يجب أن تمثل الجساءة  $EI$  المستخدمة في تحليل المقاومة التصميمية لجساءة العناصر قبل الانهيار مباشرة. وينطبق هذا بشكل خاص على تحليل من الدرجة الثانية يجب أن ينتجاً بالتشوهات الجانبية للأحمال التي تقترب من النهاية. لا ينبغي أن تستند قيم  $EI$  فقط إلى علاقة العزم المنحني للمقطع الأكثر تحميلاً على طول كل عنصرو. بدلاً من ذلك، ينبغي أن تتوافق مع علاقة دوران نهاية العزم لعنصر كامل. للسماح بالتنوع في خصائص العنصر الفعلي في التحليل، يجب ضرب خصائص العنصر المستخدمة في التحليل من خلال معامل تقليل الجساءة أقل من 1. إن خصائص المقطع العرضي المعرفة في 6.7.2 تتضمن بالفعل معامل تقليل الجساءة هذا. يمكن اعتبار معامل تخفيض الجساءة  $\phi\kappa$  0.875. لاحظ أن الجساءة الكلية قد انخفضت أكثر مع الأخذ بعين الاعتبار أن معامل المرونة للخرسانة،  $E_c$ ، يعتمد على قوة الضغط الخرسانية المحددة، في حين أن التشوهات المنتقلة هي دالة لمتوسط مقاومة الخرسانة، والتي عادة ما تكون أعلى.



## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**6.7.1.2** Slenderness effects along the length of a column shall be considered. It shall be permitted to calculate these effects using 6.6.4.5.

**6.7.1.2** يجب أن تؤخذ بعين الاعتبار تأثيرات النحافة على طول العمود. ويسمح بحساب هذه التأثيرات باستخدام 6.6.4.5.

**6.7.1.3** The cross-sectional dimensions of each member used in an analysis to calculate slenderness effects shall be within 10 percent of the specified member dimensions in construction documents or the analysis shall be repeated.

**6.7.1.3** يجب أن تكون الأبعاد للمقطع العرضي لكل العناصر المستخدمة في تحليل لحساب تأثيرات النحافة في حدود 10٪ من الأبعاد المحددة للعنصر في وثائق البناء أو يجب تكرار التحليل.

**6.7.1.4** Redistribution of moments calculated by an elastic second-order analysis shall be permitted in accordance with 6.6.5.

**6.7.1.4** يُسمح بإعادة توزيع العزوم المحسوبة بواسطة التحليل المرن من الدرجة الثانية وفقاً لـ 6.6.5.

### **6.7.2** Section properties

#### **6.7.2.1** Factored load analysis

**6.7.2.1.1** It shall be permitted to use section properties calculated in accordance with 6.6.3.1.

#### **6.7.2** خصائص المقطع

##### **6.7.2.1** تحليل الحمل المصعد

**6.7.2.1.1** يسمح باستخدام خصائص المقطع المحسوبة وفقاً لـ 6.6.3.1.

#### **6.7.2.2** Service load analysis

**6.7.2.2.1** Immediate and time-dependent deflections due to gravity loads shall be calculated in accordance with 24.2.

##### **6.7.2.2** تحليل الحمل الخدمية

**6.7.2.2.1** تحسب التشوهات الفورية والمستمرة حسب الاحمال الرأسية وفقاً لـ 24.2.

**6.7.2.2.2** Alternatively, it shall be permitted to calculate immediate deflections using a moment of inertia of 1.4 times  $I$  given in 6.6.3.1, or calculated using a more detailed analysis, but the value shall not exceed  $I_g$ .

**6.7.2.2.2** بدلاً من ذلك، يُسمح بحساب التشوهات المباشرة باستخدام عزم القصور الذاتي 1.4 مرة  $I$  التي أعطيت في 6.6.3.1 ، أو حسابها باستخدام تحليل أكثر تفصيلاً ، لكن يجب ألا تتجاوز القيمة  $I_g$ .

**R6.7.1.2** The maximum moment in a compression member may occur between its ends. In computer analysis programs, columns may be subdivided using nodes along their length to evaluate slenderness effects between the ends. If the column is not subdivided along its length, slenderness effects may be evaluated using the nonsway moment magnifier method specified in 6.6.4.5 with member-end moments from the second-order elastic analysis as input. Secondorder analysis already accounts for the relative displacement of member ends.

**R6.7.1.2** قد يحدث أقصى عزم في عنصر الضغط بين نهايته. في برامج تحليل الكمبيوتر، قد يتم تقسيم الأعمدة باستخدام العقد على طولها لتقييم التأثيرات للنحافة بين النهايات. إذا لم يتم تقسيم العمود على طول، يمكن تقييم التأثيرات للنحافة باستخدام طريقة تضخيم عزم غير منتقل المحددة في 6.6.4.5 مع عزوم نهاية العنصر من تحليل المرونة من الدرجة الثانية كمدخل. تحليل ثانوي بالفعل حسابات الازاحة النسبية لنهايات العناصر.

### **R6.7.2** Section properties

#### **2-7-6** خصائص المقطع

#### **R6.7.2.2** Service load analysis

##### **R6.7.2.2** تحليل الحمل الخدمي

**R6.7.2.2.2** Service load analysis—Refer to R6.6.3.2.2.

**R6.7.2.2.2** تحليل الحمل الخدمي - ارجع إلى R6.6.3.2.2.



## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

### 6.8—Inelastic second-order analysis

#### 6.8.1 General.

6.8.1.1 An inelastic analysis shall consider material nonlinearity. An inelastic first-order analysis shall satisfy equilibrium in the undeformed configuration. An inelastic second-order analysis shall satisfy equilibrium in the deformed configuration.

#### 6.8 - تحليل غير مرّن من الدرجة الثانية

##### 6.8.1 عام.

6.8.1.1 يجب أن يأخذ التحليل غير المرّن في الاعتبار المادة اللاخطية. يجب أن يحقق تحليل الدرجة الأولى غير المرّن التوازن في التكوين غير المشوه. يجب أن يحقق تحليل الدرجة الثانية غير المرّن التوازن في التكوين المشوه.

6.8.1.2 An inelastic analysis procedure shall have been shown to result in calculation of strength and deformations that are in substantial agreement with results of physical tests of reinforced concrete components, sub assemblages, or structural systems exhibiting response mechanisms consistent with those expected in the structure being designed.

6.8.1.2 يجب أن يكون إجراء التحليل غير المرّن قد أنتج عن حساب المقاومة والتشوهات التي تتفق بشكل كبير مع نتائج الاختبارات الفيزيائية لمكونات الخرسانة المسلحة أو التجمعات الفرعية أو النظم الانشائية التي تعرض آليات استجابة مناسبة مع تلك المتوقعة في المنشى المصمم.

6.8.1.3 Unless slenderness effects are permitted to be neglected in accordance with 6.2.5.1, an inelastic analysis shall satisfy equilibrium in the deformed configuration. It shall be permitted to calculate slenderness effects along the length of a column using 6.6.4.5.

6.8.1.3 ما لم يُسمح بإهمال تأثيرات النحافة وفقًا للفقرة 6.2.5.1 ، يجب أن يفى التحليل غير المرّن بالتوازن في التكوين المشوه. يجب السماح بحساب تأثيرات النحافة بطول العمود باستخدام 6.6.4.5.

### R6.8—Inelastic second-order analysis

#### R6.8.1 General

R6.8.1.1 Material nonlinearity may be affected by multiple factors including duration of loads, shrinkage, and creep.

#### R6.8 - تحليل غير مرّن من الدرجة الثانية

##### عام R6.8.1

R6.8.1.2 Substantial agreement should be demonstrated at characteristic points on the reported response. The characteristic points selected should depend on the purpose of the analysis, the applied loads, and the response phenomena exhibited by the component, sub assemblage, or structural system. For nonlinear analysis to support design under service level loading, characteristic points should represent loads and deformations less than those corresponding to yielding of reinforcement. For nonlinear analysis to support design or assess response under design-level loading, characteristic points should represent loads and deformations less than those corresponding to yielding of reinforcement as well as points corresponding to yielding of reinforcement and onset of strength loss. Strength loss need not be represented if design loading does not extend the response into the strength-loss range. Typically, inelastic analysis to support design should employ specified material strengths and mean values of other material properties and component stiffnesses. Nonlinear response history analysis to verify the design of earthquake-resistant concrete structures should employ expected material strengths, expected material properties, and expected component stiffnesses, as specified in A.6.2.

R6.8.1.2 ينبغي إثبات وجود اتفاق كبير في النقاط المميزة للاستجابة المبلغ عنها. يجب أن تعتمد النقاط المميزة المختارة على الغرض من التحليل والأحمال المطبقة وظواهر الاستجابة التي يظهرها المكون أو المجموعة الفرعية أو النظام الانشائي. بالنسبة للتحليل غير الخطي لدعم التصميم في ظل مستوى تحميل الخدمة ، يجب أن تمثل النقاط المميزة الأحمال والتشوهات أقل من تلك المقابلة لخضوع التسليح. بالنسبة للتحليل غير الخطي لدعم التصميم أو تقييم الاستجابة في إطار مستوى التحميل ، يجب أن تمثل النقاط المميزة الأحمال والتشوهات أقل من تلك المقابلة لخضوع التسليح وكذلك النقاط المقابلة لخضوع التسليح وبداية فقدان المقاومة. لا يلزم تمثيل فقدان المقاومة إذا لم يمتد تحميل التصميم إلى نطاق المقاومة القوة. عادةً ، ينبغي أن يستخدم التحليل غير المرّن لدعم التصميم نقاط المقاومة المحددة للمادة وقيم متوسط لخصائص المواد الأخرى وخواص المكون. يجب أن يستخدم تحليل تاريخ الاستجابة غير الخطية للتحقق من تصميم المنشآت الخرسانية المقاومة للزلازل نقاط قوة المواد المتوقعة ، وخصائص المواد المتوقعة ، وجساعة العناصر المتوقعة ، على النحو المحدد في A.6.2.

R6.8.1.3 Refer to R6.7.1.2.

R6.8.1.3 الرجوع إلى R6.7.1.2.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**6.8.1.4** The cross-sectional dimensions of each member used in an analysis to calculate slenderness effects shall be within 10 percent of the specified member dimensions in construction documents or the analysis shall be repeated.

**6.8.1.4** يجب أن تكون الأبعاد للمقطع العرضي لكل العناصر المستخدمة في تحليل لحساب تأثيرات النحافة في حدود 10٪ من الأبعاد المحددة للعنصر في وثائق البناء أو يجب تكرار التحليل.

**6.8.1.5** Redistribution of moments calculated by an inelastic second-order analysis shall not be permitted.

**6.8.1.5** لا يسمح بإعادة توزيع العزوم المحسوبة بواسطة التحليل الغير مرن من الدرجة الثانية.

**R6.8.1.5** Section 6.6.5 allows for redistribution of moments calculated using elastic analysis to account for inelastic response of the system. Moments calculated by inelastic analysis explicitly account for inelastic response; therefore, further redistribution of moments is not appropriate.

**R6.8.1.5** يسمح القسم 6.6.5 بإعادة توزيع العزوم المحسوبة باستخدام تحليل مرن لمراعاة الاستجابة غير المرنة للنظام. لعزوم محسوبة بواسطة تحليل مرن حساب صريح استجابة غير مرنة. لذلك ، إعادة توزيع العزوم غير مناسبة.

## 6.9—Acceptability of finite element analysis

**6.9.1** Finite element analysis to determine load effects shall be permitted.

### 6.9 - مقبولة تحليل العناصر المحدودة

**6.9.1** يسمح بتحليل العناصر المحدودة لتحديد تأثيرات الحمل.

**6.9.2** The finite element model shall be appropriate for its intended purpose.

**6.9.2** يجب أن يكون نموذج العناصر المحددة مناسبًا للغرض المقصود.

## R6.9—Acceptability of finite element analysis

**R6.9.1** This section was introduced in the 2014 Code to explicitly recognize a widely used analysis method.

**R6.9** - مقبولة تحليل العناصر المحدودة  
**R6.9.1** أدخل هذا القسم في كود 2014 للتعبير بوضوح عن طريقة التحليل المستخدمة على نطاق واسع.

**R6.9.2** The licensed design professional should ensure that an appropriate analysis model is used for the particular problem of interest. This includes selection of computer software program, element type, model mesh, and other modeling assumptions. A great variety of finite element analysis computer software programs are available, including those that perform static, dynamic, elastic, and inelastic analysis. The element types used should be capable of determining the response required. Finite element models may have beam-column elements that model structural framing members, such as beams and columns, along with plane stress elements; plate elements; and shell elements, brick elements, or both, that are used to model the floor slabs, mat foundations, diaphragms, walls, and connections. The model mesh size selected should be capable of determining the structural response in sufficient detail. The use of any set of reasonable assumptions for member stiffness is allowed.

**R6.9.2** ينبغي أن يضمن محترف التصميم المرخص استخدام نموذج تحليل مناسب لمشكلة الاهتمام المعينة. وهذا يشمل اختيار برنامج حاسوبي، ونوع العنصر، وشبكة النماذج، وافتراضات النمذجة الأخرى. تتوفر مجموعة كبيرة ومتنوعة من برامج تحليل عناصر المحددة، بما في ذلك البرامج التي تقوم بتحليل ثابت وديناميكي ومرن وغير مرن. يجب أن تكون أنواع العناصر المستخدمة قادرة على تحديد الاستجابة المطلوبة. قد تحتوي العناصر المحدودة على عناصر عمود - كمرة التي تقوم بتأليف عناصر الإطار الإنشائي، مثل الكمرات والأعمدة، إلى جانب عناصر مستوى الاجهاد؛ عناصر الصفائح وعناصر الأغشية، أو عناصر من الطوب، أو كلاهما ، التي تستخدم لنمذجة بلاطات الأرضية ، والأساسات ، الأغشية الإنشائية ، والجدران ، والوصلات. يجب أن يكون حجم نموذج الشبكة المحدد قادرًا على تحديد الاستجابة الإنشائية بتفاصيل كافية. يسمح باستخدام أي مجموعة من الافتراضات المعقولة لجساءة العناصر.

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

**6.9.3** For inelastic analysis, a separate analysis shall be performed for each factored load combination.

**6.9.3** بالنسبة للتحليل الغير مرن، يجب إجراء تحليل منفصل لكل تركيبة حمولة مصعدة.

**6.9.4** The licensed design professional shall confirm that the results are appropriate for the purposes of the analysis.

**6.9.4** يجب على محترف التصميم المرخص أن يؤكد أن النتائج مناسبة لأغراض التحليل.

**6.9.5** The cross-sectional dimensions of each member used in an analysis shall be within 10 percent of the specified member dimensions in construction documents or the analysis shall be repeated.

**6.9.5** يجب أن تكون الأبعاد للمقطع العرضي لكل العناصر المستخدمة في التحليل لحساب تأثيرات النحافة في حدود 10٪ من الأبعاد المحددة للعنصر في وثائق البناء أو يجب تكرار التحليل.

**6.9.6** Redistribution of moments calculated by an inelastic analysis shall not be permitted

**6.9.6** لا يسمح بإعادة توزيع العزوم المحسوبة بواسطة التحليل الغير مرن.

**R6.9.3** For inelastic finite element analysis, the rules of linear superposition do not apply. To determine the ultimate member inelastic response, for example, it is not correct to analyze for service loads and subsequently combine the results linearly using load factors. A separate inelastic analysis should be performed for each factored load combination.

**R6.9.3** بالنسبة لتحليل عنصر المحدد غير المرن ، لا تنطبق قواعد التراكب الخطي. لتحديد الاستجابة النهائية غير المرنة للعناصر، على سبيل المثال، ليس من الصحيح تحليل أحمال الخدمة وبالتالي الجمع بين النتائج خطياً باستخدام معاملات الحمل. يجب إجراء تحليل منفصل غير مرن لكل تراكيب الاحمال المصعدة.

## CODE

### الكود

## CHAPTER 7—ONE-WAY SLABS

### 7.1—Scope

**7.1.1** This chapter shall apply to the design of nonprestressed and prestressed slabs reinforced for flexure in one direction, including:

- (a) Solid slabs
- (b) Slabs cast on stay-in-place, noncomposite steel deck
- (c) Composite slabs of concrete elements constructed in separate placements but connected so that all elements resist loads as a unit
- (d) Precast, prestressed hollow-core slabs

### الفصل 7 - البلاطات في اتجاه واحد

#### 7.1 المجال

**7.1.1** ينطبق هذا الفصل على تصميم البلاطات الغير مسبقة الإجهاد ومسبقة الأجهاد المسلحة في انحناء في اتجاه واحد، بما في ذلك:

- (أ) البلاطات المصمتة
- (ب) البلاطات المصبوبة في الموقع والبلاطات المعدنية الغير مركبة
- (ج) البلاطات المركبة من العناصر الخرسانية المركبة في مواضع منفصلة ولكنها متصلة بحيث تقاوم العناصر جميع الأحمال كوحدة واحدة
- (د) البلاطات مسبقة الصب والمعصبة مسبقة الإجهاد

### 7.2—General

**7.2.1** The effects of concentrated loads and openings shall be considered in design.

#### 7.2 عام

**7.2.1** يجب أن تؤخذ في الاعتبار تأثيرات الأحمال المركزة والفتحات في التصميم.

#### 7.2.2 Materials

**7.2.2.1** Design properties for concrete shall be selected to be in accordance with **Chapter 19**.

#### 7.2.2 المواد

**7.2.2.1** يجب اختيار خصائص التصميم للخرسانة وفقاً للفصل 19.

**7.2.2.2** Design properties for steel reinforcement shall be selected to be in accordance with **Chapter 20**.

**7.2.2.2** يجب اختيار خصائص التصميم الخاصة بحديد التسليح الفولاذي لتتوافق مع الفصل 20.

**7.2.2.3** Materials, design, and detailing requirements for embedments in concrete shall be in accordance with **20.6**.

**7.2.2.3** يجب أن تكون متطلبات المواد والتصميم والتفصيل متضمنة في الخرسانة وفقاً لـ **20.7**.

#### 7.2.3 Connection to other members

**7.2.3.1** For cast-in-place construction, beam-column and slab-column joints shall satisfy **Chapter 15**.

#### 7.2.3 الاتصال بالعناصر الأخرى

**7.2.3.1** بالنسبة للبناء والكمرة - عمود و ارتباط بلاطة - عمود المصبوبة في الموقع، يجب أن تستوفي الفصل 15.

**7.2.3.2** For precast construction, connections shall satisfy the force transfer requirements of **16.2**.

**7.2.3.2** بالنسبة للبناء مسبق الصب، والوصلات يجب أن تستوفي متطلبات نقل القوة وفقاً لـ **16.2**.

## COMMENTARY

### التعليق

## R7—ONE-WAY SLABS

### R7.1—Scope

**R7.1.1** The design and construction of composite slabs on steel deck is described in “Standard for Composite Steel Floor Deck – Slabs” (**SDI C**). Provisions for one-way joist systems are provided in **Chapter 9**.

### R7 - البلاطات في اتجاه واحد

#### R7.1 المجال

**R7.1.1** يرد وصف تصميم وإنشاء بلاطات مركبة على بلاطة معدنية في "المعيار لبلاطات أرضية معدنية مركبة - البلاطات" (**SDI C**). يتم توفير أحكام لأنظمة البلاطات المعصبة أحادية الاتجاه في الفصل 9.

### R7.2—General

**R7.2.1** Concentrated loads and slab openings create local moments and shears and may cause regions of one-way slabs to have two-way behavior. The influence of openings through the slab and voids within the slab (for example ducts) on flexural and shear strength as well as deflections is to be considered, including evaluating the potential for critical sections created by the openings and voids.

#### R7.2 - عام

**R7.2.1** الأحمال المركزة وفتحات البلاطات تنتج عزوم وقوى قص محلية وقد تتسبب في أن تكون لمناطق البلاطات أحادية الاتجاه سلوك ثنائي الاتجاه. يجب النظر في تأثير الفتحات خلال البلاطة والفراغات داخل البلاطة (على سبيل المثال القنوات) على مقاومة الانحناء والقص فضلاً عن التشوهات، بما في ذلك تقييم إمكانات المقاطع الحرجة التي تم إنشاؤها بواسطة الفتحات والفراغات.

### 7.3—Design limits

#### 7.3.1 Minimum slab thickness

7.3.1.1 For solid nonprestressed slabs not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections, overall slab thickness  $h$  shall not be less than the limits in Table 7.3.1.1, unless the calculated deflection limits of 7.3.2 are satisfied.

#### 7.3 - حدود التصميم

##### 7.3.1 أقل سماكة للبلاطة

7.3.1.1 بالنسبة للبلاطات المصمتة الغير مسبقة الأجهاد التي لا تدعم أو ترتبط بقطاعات أو بناء آخر يحتمل أن يتضرر بتشوهات كبيرة، لا يجب أن يكون سمك البلاطة الكلية أقل من الحدود المبينة في الجدول 7.3.1.1، ما لم تصل الحدود المحددة لـ 7.3.2 مستوفاة.

Table 7.3.1.1—Minimum thickness of solid nonprestressed one-way slabs

الجدول 7.3.1.1 – أقل سمك للبلاطات المصمتة الغير مسبقة الأجهاد في اتجاه واحد

Support condition	Minimum $h^{(1)}$
Simply supported	$\ell/20$
One end continuous	$\ell/24$
Both ends continuous	$\ell/28$
Cantilever	$\ell/10$

[1] Expression applicable for normalweight concrete and  $f_c = 420$  MPa. For other cases, minimum  $h$  shall be modified in accordance with 7.3.1.1.1 through 7.3.1.1.3, as appropriate.

[1] التعبير ينطبق على الخرسانة ذات الوزن العادي  $f_c = 420$  MPa. الحالات الأخرى، يجب تعديل الحد الأدنى  $h$  وفقاً لـ 7.3.1.1.1 حتى 7.3.1.1.3، حسب الاقتضاء.

7.3.1.1.1 For  $f_c$  other than 420 MPa, the expressions in Table 7.3.1.1 shall be multiplied by  $(0.4 + f_c/700)$ .

7.3.1.1.1 بالنسبة  $f_c$  غير 420 MPa، تضاعف التعبيرات الواردة في الجدول 7.3.1.1 بواسطة  $(0.4 + f_c/700)$ .

7.3.1.1.2 For nonprestressed slabs made of lightweight concrete having  $w_c$  in the range of 1440 to 1840 kg/m<sup>3</sup>, the expressions in Table 7.3.1.1 shall be multiplied by the greater of

and (b):

(a)  $1.65 - 0.0003 w_c$

(b) 1.09

7.3.1.1.2 بالنسبة للبلاطات الغير مسبقة الأجهاد من خرسانة خفيفة الوزن لها  $w_c$  في نطاق يتراوح بين 1440 إلى 1840 kg/m<sup>3</sup>، تضاعف التعبيرات الواردة في الجدول 7.3.1.1 بأكثر من (أ) و(ب):

(أ)  $1.65 - 0.0003 w_c$

(ب) 1.09

### R7.3—Design limits

R7.3.1 Minimum slab thickness—The basis for minimum thickness for one-way slabs is the same as that for beams. Refer to R9.3.1 for additional information.

#### R7.3 - حدود التصميم

R7.3.1 أقل سماكة للبلاطة - أساس أقل سماكة للبلاطات أحادية الاتجاه هو نفس الأساس بالنسبة للكمرات. ارجع إلى R9.3.1 للحصول على معلومات إضافية.

**7.3.1.1.3** For nonprestressed composite slabs made of a combination of lightweight and normalweight concrete, shored during construction, and where the lightweight concrete is in compression, the modifier of 7.3.1.1.2 shall apply.

**7.3.1.1.3** بالنسبة للبلاطات المركبة الغير مسبقة الأجهاد المصنوعة من مزيج من الخرسانة خفيفة الوزن وذات وزن طبيعي، يتم الحفاظ عليها أثناء البناء، وحيث تكون الخرسانة خفيفة الوزن في الانضغاط، يتم تطبيق المادة 7.3.1.1.2.

**7.3.1.2** The thickness of a concrete floor finish shall be permitted to be included in  $h$  if it is placed monolithically with the floor slab or if the floor finish is designed to be composite with the floor slab in accordance with 16.4.

**7.3.1.2** يُسمح بسُمك طبقة السطح الخرساني النهائي إذا كانت توضع بشكل متجانس مع بلاطة الأرضية أو إذا كان السطح النهائي مصمم لتكون مركبة مع بلاطة الأرضية طبقاً لـ 16.4.

### **7.3.2 Calculated deflection limits**

**7.3.2.1** For nonprestressed slabs not satisfying 7.3.1 and for prestressed slabs, immediate and time-dependent deflections shall be calculated in accordance with 24.2 and shall not exceed the limits in 24.2.2.

#### **7.3.2 حدود التشوه المحسوب**

**7.3.2.1** بالنسبة للبلاطات الغير مسبقة الأجهاد والتي لا تستوفي 7.3.1 وللبلاطات مسبقة الأجهاد، تحسب تشوهات فورية ومستمرة حسب الوقت طبقاً لـ 24.2 ولا تتجاوز الحدود الواردة في 24.2.2.

**7.3.2.2** For nonprestressed composite concrete slabs satisfying 7.3.1, deflections occurring after the member becomes composite need not be calculated. Deflections occurring before the member becomes composite shall be investigated, unless the precomposite thickness also satisfies 7.3.1.

**7.3.2.2** بالنسبة للبلاطات الخرسانية المركبة الغير مسبقة الأجهاد التي تلبى، وفقاً لـ 7.3.1، لا يجب حساب التشوهات التي تحدث بعد أن يصبح العنصر مركباً. يتم فحص التشوهات التي تحدث قبل أن يصبح العنصر مركباً، ما لم تستوف سماكة ما قبل التركيب 7.3.1.

### **7.3.3 Reinforcement strain limit in nonprestressed slabs**

**7.3.3.1** Nonprestressed slabs shall be tension-controlled in accordance with Table 21.2.2.

#### **7.3.3 حد انفعال التسليح في البلاطات الغير مسبقة الأجهاد**

**7.3.3.1** يتم التحكم في الشد في البلاطات الغير مسبقة الأجهاد وفقاً للجدول 21.2.2.

**R7.3.2 Calculated deflection limits**—The basis for calculated deflections for one-way slabs is the same as that for beams. Refer to R9.3.2 for additional information

**R7.3.2** حدود التشوه المحسوبة - أساس العمليات الحسابية للتشوه لبلاطات ذات اتجاه واحد هو نفس الأساس الخاص بالأعمدة. ارجع إلى R9.3.2 للحصول على معلومات إضافية

### **R7.3.3 Reinforcement strain limit in nonprestressed slabs**

**R7.3.3.1** The basis for a reinforcement strain limit for one-way slabs is the same as that for beams. Refer to R9.3.3 for additional information.

**R7.3.3** حد انفعال التسليح في البلاطات الغير مسبقة الأجهاد  
**R7.3.3.1** أساس حد سلاطة التعزيز للألواح أحادية الاتجاه هو نفسه بالنسبة للحزم. الرجوع إلى R9.3.3 للحصول على معلومات إضافية.



#### 7.3.4 Stress limits in prestressed slabs

7.3.4 حدود الإجهاد في البلاطات مسبقة الإجهاد

7.3.4.1 Prestressed slabs shall be classified as Class U, T, or C in accordance with 24.5.2.

7.3.4.1 يتم تصنيف البلاطات مسبقة الإجهاد باعتبارها فئة U أو T أو C وفقاً لـ 24.5.2

7.3.4.2 Stresses in prestressed slabs immediately after transfer and at service loads shall not exceed the permissible stresses in 24.5.3 and 24.5.4.

7.3.4.2 يجب ألا تزيد الأجهادات الموجودة في البلاطات مسبقة الإجهاد بعد النقل مباشرة وفي الأحمال الخدمية على الإجهادات المسموح بها في 24.5.3 و 24.5.4.

#### 7.4—Required strength

##### 7.4.1 General

7.4.1.1 Required strength shall be calculated in accordance with the factored load combinations in Chapter 5.

#### R7.4—Required strength

R7.4 - المقاومة المطلوبة

#### 7.4 - المقاومة المطلوبة

##### 7.4.1 عام

7.4.1.1 تحسب المقاومة المطلوبة بتوافق مع تراكيب الأحمال المصعدة في الفصل 5.

7.4.1.2 Required strength shall be calculated in accordance with the analysis procedures in Chapter 6.

7.4.1.2 تحسب القوة المطلوبة وفقاً لإجراءات التحليل الواردة في الفصل 6.

7.4.1.3 For prestressed slabs, effects of reactions induced by prestressing shall be considered in accordance with 5.3.11.

7.4.1.3 بالنسبة للبلاطات مسبقة الإجهاد، سيتم اعتبار تأثيرات ردود الأفعال التي تحدث بسبب الأجهاد المسبق وفقاً لـ 5.3.11.

##### 7.4.2 Factored moment

7.4.2.1 For slabs built integrally with supports,  $M_u$  at the support shall be permitted to be calculated at the face of support.

##### 7.4.2 العزم المصعد

7.4.2.1 بالنسبة للبلاطات المبنية بشكل متكامل مع الركائز، يُسمح بحساب  $M_u$  في الركيزة عند وجه الركيزة.

### 7.4.3 Factored shear

7.4.3.1 For slabs built integrally with supports,  $V_u$  at the support shall be permitted to be calculated at the face of support.

#### 7.4.3 قوى القص المصعدة

7.4.3.1 بالنسبة للبلاطات المبنية بشكل متكامل مع الركائز، يُسمح بحساب  $V_u$  في الركيزة عند وجه الركيزة.

7.4.3.2 Sections between the face of support and a critical section located  $d$  from the face of support for nonprestressed slabs or  $h/2$  from the face of support for prestressed slabs shall be permitted to be designed for  $V_u$  at that critical section if (a) through (c) are satisfied:

- (a) Support reaction, in direction of applied shear, introduces compression into the end region of the slab
- (b) Loads are applied at or near the top surface of the slab
- (c) No concentrated load occurs between the face of support and critical section

7.4.3.2 يُسمح بتصميم المقاطع بين وجه الركيزة والمقطع الحرج الواقع  $d$  من وجه الركيزة للبلاطات الغير مسبقة الإجهاد أو  $h/2$  من وجه الركيزة للبلاطات مسبقة الإجهاد من أجل  $V_u$  في هذا المقطع الحرج إذا كانت (أ) خلال (ج) مستوفاة:

- (أ) رد فعل الركيزة، في اتجاه القص المطبق، يدخل الضغط في المنطقة النهائية للبلاطة
- (ب) يتم تطبيق الأحمال على السطح العلوي للبلاطة أو بالقرب منه
- (ج) لا يحدث تحميل مركّز بين وجه الركيزة والمقطع الحرج

## 7.5—Design strength

### 7.5.1 General

7.5.1.1 For each applicable factored load combination, design strength at all sections shall satisfy  $\phi S_n \geq U$  including (a) and (b). Interaction between load effects shall be considered.

- (a)  $\phi M_n \geq M_u$
- (b)  $\phi V_n \geq V_u$

#### 7.5 - المقاومة التصميمية

##### 7.5.1 عام

7.5.1.1 بالنسبة لكل تركيبة حمولة مصعدة قابلة للتطبيق، يجب أن تستوفي المقاومة التصميمية في جميع المقاطع  $\phi S_n \geq U$  بما في ذلك (أ) و (ب). يجب النظر في التفاعل بين تأثيرات الحمولة.

- (أ)  $\phi M_n \geq M_u$
- (ب)  $\phi V_n \geq V_u$

7.5.1.2  $\phi$  shall be determined in accordance with 21.2.

7.5.1.2  $\phi$  يجب أن يتم تحديدها وفقاً لـ 21.2.

### R7.4.3 Factored shear

R7.4.3 قوى القص المصعدة

R7.4.3.2 The requirements for the selection of the critical section for shear in one-way slabs are the same as those for beams. Refer to R9.4.3.2 for additional information.

R7.4.3.2 المتطلبات الخاصة باختيار الجزء الحرج للقص في بلاطات الاتجاه الواحد هي نفس متطلبات الكمرات. ارجع إلى R9.4.3.2 للحصول على معلومات إضافية

## R7.5—Design strength

### R7.5.1 General

R7.5.1.1 Refer to R9.5.1.1.

R7.5 - المقاومة التصميمية

R7.5.1 عام

R7.5.1.1 يرجى الرجوع إلى R9.5.1.1.

**7.5.2 Moment****R7.5.2 Moment****R7.5.2 العزم**

7.5.2.1  $M_n$  shall be calculated in accordance with 22.3.

7.5.2 العزم  
7.5.2.1  $M_n$  تحسب وفقاً لـ 22.3.

7.5.2.2 For prestressed slabs, external tendons shall be considered as unbonded tendons in calculating flexural strength, unless the external tendons are effectively bonded to the concrete section along the entire length.

7.5.2.2 للبلاطات مسبقة الإجهاد، تعتبر كابلات الشد الخارجية وكابلات الشد الغير مرتبطة في حساب مقاومة الانحناء، ما لم كابلات الشد الخارجية مرتبطة بشكل فعال في المقطع الخرساني على الطول الكلي.

7.5.2.3 If primary flexural reinforcement in a slab that is considered to be a T-beam flange is parallel to the longitudinal axis of the beam, reinforcement perpendicular to the longitudinal axis of the beam shall be provided in the top of the slab in accordance with (a) and (b). This provision does not apply to joist construction.

(a) Slab reinforcement perpendicular to the beam shall be designed to resist the factored load on the overhanging slab width assumed to act as a cantilever.

(b) Only the effective overhanging slab width in accordance with 6.3.2 need be considered.

7.5.2.3 إذا كان التسليح الرئيسي للانحناء في البلاطة الذي تعتبر مع الشفة العليا للكمرة T موازياً للمحور الطولي للكمرة والتسليح العمودي مع المحور الطولي للكمرة يجب ان يتوفر في الجزء العلوي للبلاطة وفقاً لـ (أ) و (ب). لا ينطبق هذا الحكم على البلاطات المعصبة.  
(أ) يجب تصميم التسليح العمودي للبلاطة الى الكمرة لمقاومة الحمل المصعد على العرض البارز للبلاطة المفترض أن يعمل كبروز (كابولي).  
(ب) لا يتعين النظر إلا في العرض البارز الفعال للبلاطة المطبق وفقاً لـ 6.3.2.

R7.5.2.3 This provision applies only where a T-beam is parallel to the span of a one-way slab. For example, this beam might be used to support a wall or concentrated load that the slab alone cannot support. In that case, the primary slab reinforcement is parallel to the beam and the perpendicular reinforcement is usually sized for temperature and shrinkage. The reinforcement required by this provision is intended to consider "unintended" negative moments that may develop over the beam that exceed the requirements for temperature and shrinkage reinforcement alone.

R7.5.2.3 لا ينطبق هذا الحكم إلا عندما يكون الكمرة T متوازيًا مع طول بلاطة اتجاه واحد. على سبيل المثال، قد يتم استخدام هذا الكمرة لدعم جدار أو حمل مركز لا يمكن أن يدعمه بلاطة الأرضية وحده. في هذه الحالة، يكون التسليح الأساسي للبلاط موازياً للكمرة ويتم عادةً تسليح العمودي للحرارة والالتكماش. المقصود من التسليح الذي يتطلبه هذا الحكم هو النظر في العزوم السالبة "غير المقصودة" التي قد تتطور عبر الكمرة التي تتجاوز متطلبات درجة الحرارة وتسليح الالتكماش وحدها.

**7.5.3 Shear****7.5.3 القص**

7.5.3.1  $V_n$  shall be calculated in accordance with 22.5.

7.5.3.1  $V_n$  تحسب وفقاً لـ 22.5.

7.5.3.2 For composite concrete slabs, horizontal shear strength  $V_{nh}$  shall be calculated in accordance with 16.4.

7.5.3.2 بالنسبة للبلاطات الخرسانية المركبة، يتم حساب مقاومة القص الأفقية وفقاً لـ 16.4

## 7.6—Reinforcement limits

### 7.6.1 Minimum flexural reinforcement in nonprestressed slabs

#### 7.6 - حدود التسليح

7.6.1 الحد الأدنى للتسليح المقاوم للانحناء في البلاطات الغير مسبقة الأجهاد

7.6.1.1 A minimum area of flexural reinforcement,  $A_{s,min}$ , of  $0.0018A_g$  shall be provided.

7.6.1.1 أقل مساحة للتسليح المقاوم للانحناء،  $A_{s,min}$ ، يجب توفيرها وفقًا  $0.0018A_g$

### 7.6.2 Minimum flexural reinforcement in prestressed slabs

7.6.2.1 For slabs with bonded prestressed reinforcement, total quantity of  $A_s$  and  $A_{ps}$  shall be adequate to develop a factored load at least 1.2 times the cracking load calculated on the basis of  $f_r$  as given in 19.2.3.

7.6.2 الحد الأدنى للتسليح المقاوم للانحناء في البلاطات مسبقة الأجهاد  
7.6.2.1 بالنسبة للبلاطات ذات التسليح المسبق للأجهاد، يجب أن تكون الكمية الإجمالية لـ  $A_s$  و  $A_{ps}$  كافية لتزويد حمل مصد 1.2 مرة على الأقل من حمل التشقق محسوبًا على أساس  $f_r$  كما هو موضح في 19.2.3.

7.6.2.2 For slabs with both flexural and shear design strength at least twice the required strength, 7.6.2.1 need not be satisfied.

7.6.2.2 يجب ان تكون المقاومة التصميمية للبلاطات المقاومة للانحناء والقص ما لا يقل عن ضعف المقاومة المطلوبة، 7.6.2.1 لا يلزم أن يكون مستوفي

7.6.2.3 For slabs with unbonded tendons, the minimum area of bonded deformed longitudinal reinforcement,  $A_{s,min}$ , shall be:

$$A_{s,min} \geq 0.004A_{cr} \quad (7.6.2.3)$$

where  $A_{cr}$  is the area of that part of the cross section between the flexural tension face and the centroid of the gross section.

7.6.2.3 بالنسبة للبلاطات ذات كابلات الشد الغير مرتبطة، يجب أن تكون أقل مساحة للتسليح الطولي المحلزن المرتبط، كما يلي:

$$A_{s,min} \geq 0.004A_{cr} \quad (7.6.2.3)$$

حيث يمثل  $A_{cr}$  مساحة ذلك الجزء من المقطع العرضي بين وجه الشد المنحني ومركز المقطع الكلي.

## R7.6—Reinforcement limits

### R7.6.1 Minimum flexural reinforcement in nonprestressed slabs

#### R7.6 - حدود التسليح

R7.6.1 الحد الأدنى من التسليح المقاوم للانحناء في البلاطات غير مسبقة الأجهاد

R7.6.1.1 The required area of deformed or welded wire reinforcement used as minimum flexural reinforcement is the same as provided for shrinkage and temperature in 24.4.3.2. However, whereas shrinkage and temperature reinforcement is permitted to be distributed between the two faces of the slab as deemed appropriate for specific conditions, minimum flexural reinforcement should be placed as close as practicable to the face of the concrete in tension due to applied loads.

R7.6.1.1 إن المساحة المطلوبة من تسليح الأسلاك المحلزنة أو الملحومة المستخدمة كحد أدنى من التسليح الخارجي هي نفسها التي يتم توفيرها للانكماش والحرارة في 24.4.3.2. ومع ذلك، في حين يسمح بتوزيع تسليح الانكماش والحرارة بين وجهي البلاطة حسب ما تراه مناسبًا للشروط المحددة، يجب وضع الحد الأدنى من التسليح الخارجي على أقرب ما يمكن عمليًا على وجه الخرسانة في الشد بسبب الأحمال المطبقة.

### R7.6.2 Minimum flexural reinforcement in prestressed slabs—

The requirements for minimum flexural reinforcement for prestressed one-way slabs are the same as those for prestressed beams. Refer to R9.6.2 for additional information.

R7.6.2 الحد الأدنى للتسليح المقاوم للانحناء في البلاطات مسبقة الأجهاد - تتطلب الحد الأدنى من التسليح للانحناء الطريقة الوحيدة السابقة هي نفسها بالنسبة لتلك المتعلقة بالكمرات مسبقة الأجهاد. ارجع إلى R9.6.2 للحصول على معلومات إضافية.

### 7.6.3 Minimum shear reinforcement

#### 7.6.3 أقل تسليح للقص

**7.6.3.1** A minimum area of shear reinforcement,  $A_{v,min}$ , shall be provided in all regions where  $V_u > \phi V_c$ . For precast prestressed hollow-core slabs with untopped  $h > 315$  mm,  $A_{v,min}$  shall be provided in all regions where  $V_u > 0.5\phi V_{cw}$ .

**7.6.3.1** يجب توفير أقل مساحة تسليح للقص،  $A_{v,min}$ ، في جميع المناطق حيث  $V_u > \phi V_c$ . بالنسبة للبلاطات المجوفة سابقة الإجهاد مسبقة الصب المزودة بـ  $h > 315$  mm، يجب توفير الحد الأدنى في جميع المناطق التي تكون فيها  $V_u > 0.5\phi V_{cw}$ .

**7.6.3.2** If shown by testing that the required  $M_u$  and  $V_u$  can be developed, 7.6.3.1 need not be satisfied. Such tests shall simulate effects of differential settlement, creep, shrinkage, and temperature change, based on a realistic assessment of these effects occurring in service.

**7.6.3.2** إذا تبين من خلال الاختبار أنه يمكن تطوير  $M_u$  و  $V_u$  المطلوبة، فلا يجب استيفاء 7.6.3.1. يجب أن تحاكي هذه الاختبارات تأثيرات الهبوط المتفاوت والزحف والانكماش وتغير درجة الحرارة، بناءً على تقييم واقعي لهذه التأثيرات التي تحدث في الخدمة.

**7.6.3.3** If shear reinforcement is required,  $A_{v,min}$  shall be in accordance with 9.6.3.4.

**7.6.3.3** إذا كان تسليح القص مطلوباً، فيجب أن يكون الحد الأدنى  $A_{v,min}$  وفقاً لـ 9.6.3.4.

**R7.6.3 Minimum shear reinforcement**—The basis for minimum shear reinforcement for one-way slabs is the same as that for beams. Refer to R9.6.3 for additional information.

**R7.6.3** أقل تسليح للقص - يتمثل أساس الحد الأدنى لتسليح القص للبلاطات ذات اتجاه واحد في نفس الحال كما في الكمرات. ارجع إلى R9.6.3 للحصول على معلومات إضافية.

**R7.6.3.1** Solid slabs and footings have less stringent minimum shear reinforcement requirements than beams because there is a possibility of load sharing between weak and strong areas. However, research (Angelakos et al. 2001; Lubell et al. 2004; Brown et al. 2006) has shown that deep, lightly reinforced one-way slabs, particularly if constructed with high-strength concrete or concrete having a small coarse aggregate size, may fail at shears less than  $V_c$  calculated from Eq. (22.5.5.1). One-way slabs subjected to concentrated loads are more likely to exhibit this vulnerability. Results of tests on precast, prestressed hollow-core units (Becker and Buettner 1985; Anderson 1978) with  $h \leq 315$  mm. have shown shear strengths greater than those calculated by Eq. (22.5.8.3.1a) and Eq. (22.5.8.3.2). Results of tests on hollow-core units with  $h > 315$  mm. have shown that web-shear strengths in end regions can be less than strengths calculated by Eq. (22.5.8.3.2). In contrast, flexure-shear strengths in the deeper hollow-core units equaled or exceeded strengths calculated by Eq. (22.5.8.3.1a).

**R7.6.3.1** تتسم البلاطات المصمتة بمتطلبات تسليح قص جزئية أقل صرامة من الكمرات لأن هناك إمكانية لتقاسم الحمل بين المناطق الضعيفة والقوية. ومع ذلك، فقد أثبتت الأبحاث (Angelakos et al. 2001؛ Lubell et al. 2004؛ Brown et al. 2006) أن البلاطات العميقة أحادية الاتجاه خفيفة الوزن، لا سيما إذا كانت مصنوعة من الخرسانة أو الخرسانة عالية الكثافة ذات الحجم الكلي الخشن الصغير. قد تنهار في القص أقل من  $V_c$  محسوبة من المكافئ. (22.5.5.1). من الأرجح أن تعرض بلاطات الاتجاه الواحد التي تخضع لأحمال مركزة هذه الثغرة. أظهرت نتائج الاختبارات على الوحدات المجوفة مسبقة الصب، المجوفة مسبقة الإجهاد (بيكر و Anderson؛ Buettner 1985؛ Anderson 1978) مع  $h \leq 315$  mm. مقاومة القص أعظم من تلك المحسوبة بواسطة (Eq. (22.5.8.3.1a) و Eq. (22.5.8.3.2)). أظهرت نتائج الاختبارات على وحدات جوفاء مع  $h > 315$  mm أن مقاومة القص على الشفة القص في المناطق النهائية يمكن أن تكون أقل من المقاومة المحسوبة بواسطة Eq. (22.5.8.3.2). وعلى الاختلاف من ذلك، فإن مقاومة انحناء القص في الوحدات الأساسية المجوفة الأعرق تساوي أو تتجاوز المقاومة المحسوبة بواسطة المعادلة (22.5.8.3.1a).

**R7.6.3.2** The basis for the testing-based strength evaluation for one-way slabs is the same as that for beams. Refer to R9.6.3.3 for additional information.

**R7.6.3.2** يكون أساس تقييم المقاومة القائمة على اختبار البلاطات ذات اتجاه واحد هو نفسه الذي يعتمد عليه في الكمرات. ارجع إلى R9.6.3.3 للحصول على معلومات إضافية.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

#### 7.6.4 Minimum shrinkage and temperature reinforcement

7.6.4.1 Reinforcement shall be provided to resist shrinkage and temperature stresses in accordance with 24.4.

#### 7.6.4 أقل تسليح للانكماش والحرارة

7.6.4.1 يتم توفير التسليح لمقاومة أجهادات الانكماش ودرجة الحرارة وفقاً لـ 24.4.

7.6.4.2 If prestressed shrinkage and temperature reinforcement in accordance with 24.4.4 is used, 7.6.4.2.1 through 7.6.4.2.3 shall apply.

7.6.4.2 إذا تم استخدام تسليح للأجهاد المسبق في الانكماش ودرجة الحرارة وفقاً لـ 24.4.4، يتم تطبيق 7.6.4.2.1 من خلال 7.6.4.2.3.

7.6.4.2.1 For monolithic, cast-in-place, post-tensioned beam-and-slab construction, gross concrete area shall consist of the total beam area including the slab thickness and the slab area within half the clear distance to adjacent beam webs. It shall be permitted to include the effective force in beam tendons in the calculation of total prestress force acting on gross concrete area.

7.6.4.2.1 بالنسبة للبناء المتكامل، المصبوب في الموقع، بناء الكمر-البلاطة لاحقة الشد، يجب أن تتكون مساحة الخرسانة الكلية من مساحة الكمر الكلية بما في ذلك سماكة البلاطة ومساحة البلاطة ضمن نصف المسافة الصافية إلى الشفة الكمرات المجاورة. يجب أن يسمح بأدخال القوة الفعالة في كابلات الشد للكمر في حساب قوة الكلية للأجهاد المسبق التي تعمل على مساحة الخرسانة الإجمالية.

7.6.4.2.2 If slabs are supported on walls or not cast monolithically with beams, gross concrete area is the slab section tributary to the tendon or tendon group.

7.6.4.2.2 إذا كانت البلاطات مرتكزة على الجدران أو لم تكن مرتكزة بشكل متجانس مع الكمر، فإن مساحة الخرسانة الكلية هي مقطع البلاطة التابعة إلى كابلات الشد أو مجموعة كابلات الشد.

7.6.4.2.3 At least one tendon is required in the slab between faces of adjacent beams or walls.

7.6.4.2.3 يلزم وجود كابل شد واحد على الأقل في البلاطة الواقعة بين وجوه الكمرات المتجاورة أو الجدران.

#### R7.6.4 Minimum shrinkage and temperature reinforcement

R7.6.4 أقل تسليح للانكماش والحرارة

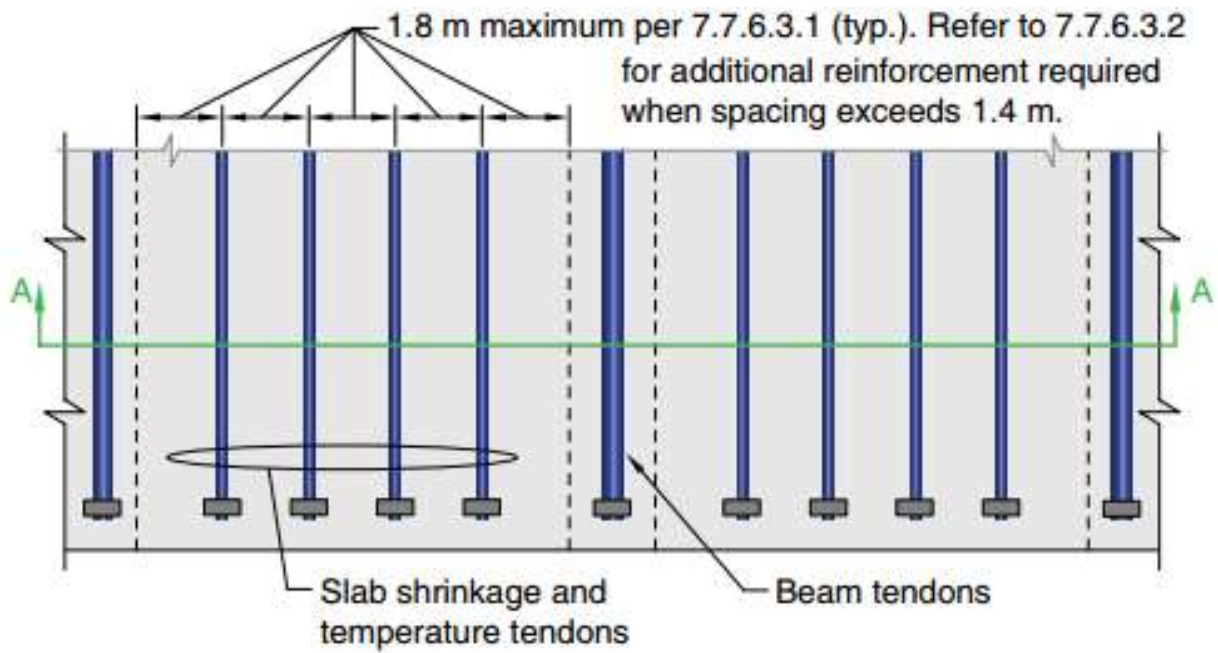
R7.6.4.2 In prestressed monolithic beam-and-slab construction, at least one shrinkage and temperature tendon is required between beams, even if the beam tendons alone provide at least 0.7 MPa average compressive stress as required by 24.4.4.1 on the gross concrete area as defined in 7.6.4.2.1.

R7.6.4.2 في بناء الكمرات - والبلاطات المتكاملة المسبقة الإجهاد، يلزم وجود واحد على الأقل من الوصلة الانكماشية والحرارة بين الكمرات، حتى إذا كانت كابلات الشد ذات الكمرات توفر وحدها ما لا يقل عن 0.7 MPa في الضغط المتوسط كما هو مطلوب في 24.4.4.1 من الإجمالي مساحة الخرسانة كما تم رفضها في 7.6.4.2.1.

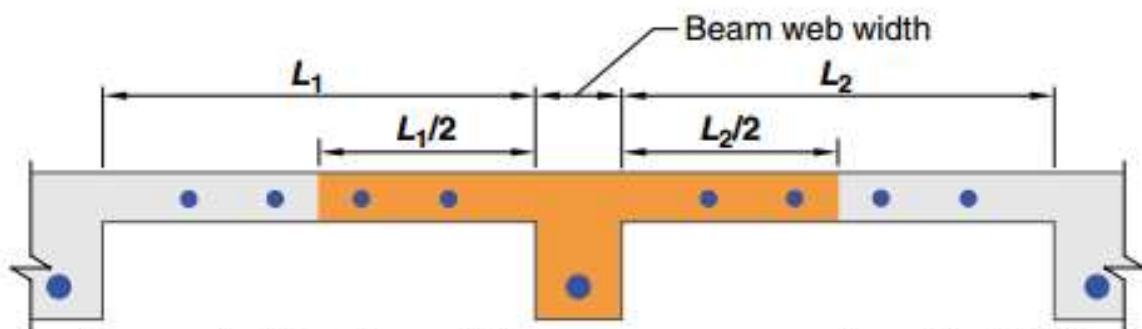
A tendon of any size is permissible as long as all other requirements of 7.6.4.2 and 7.7.6.3 are satisfied. Application of the provisions of 7.6.4.2 and 7.7.6.3 to monolithic, cast-in-place, post tensioned, beam-and-slab construction is illustrated in Fig. R7.6.4.2. Tendons used for shrinkage and temperature reinforcement should be positioned as close as practicable to the mid-depth of the slab. In cases where the shrinkage and temperature tendons are used for supporting the principal tendons, variations from the slab centroid are permissible; however, the resultant of the shrinkage and temperature tendons should not fall outside the middle third of the slab thickness. The effects of slab shortening should be evaluated to ensure the effectiveness of the prestressing. In most cases, the low level of prestressing recommended should not cause difficulties in a properly detailed structure. Additional attention may be required where thermal effects become significant.

كابلات الشد من أي حجم مسموح به طالما أن جميع المتطلبات الأخرى من 7.6.4.2 و 7.7.6.3 مستوفاة. ويوضح الشكل 7.6.4.2 تطبيق أحكام الفقرتين 7.6.4.2 و 7.7.6.3 على البناء المتجانس، المصبوب في الموقع، لاحقة الشد، الكمرات والبلاطة. ينبغي وضع كابلات الشد المستخدمة في تسليح الانكماش ودرجة الحرارة في أقرب مكان ممكن عملياً إلى منتصف العمق. في الحالات التي تستخدم فيها كابلات الانكماش ودرجة الحرارة لدعم كابلات الشد الرئيسية، يمكن إجراء تغييرات من النقطة الوسطى؛ ومع ذلك، لا ينبغي أن يقع الناتج من كابلات الانكماش والحرارة خارج الثلث الأوسط لسماكة البلاطة. وينبغي تقييم آثار تقصير البلاطة لضمان فعالية الإجهاد المسبق. في معظم الحالات، لا ينبغي أن يؤدي انخفاض مستوى الإجهاد المسبق الموصى به إلى حدوث تشققات في بنية مفصلة بشكل صحيح. قد تكون هناك حاجة إلى مزيد من الاهتمام حيث تصبح التأثيرات الحرارية مؤشراً.





Plan



Beam and slab tendons within the orange area must provide 0.7 MPa minimum average compressive stress in the orange area (gross area tributary to each beam).

Section A-A

Fig. R7.6.4.2—Section through beams cast monolithically with slab.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

### 7.7—Reinforcement detailing

#### 7.7.1 General

7.7.1.1 Concrete cover for reinforcement shall be in accordance with 20.5.1.

#### 7.7 - تفاصيل التسليح

##### 7.7.1 عام

7.7.1.1 يجب أن تكون التغطية الخرسانية للتسليح طبقاً لـ 20.6.1.

7.7.1.2 Development lengths of deformed and prestressed reinforcement shall be in accordance with 25.4.

7.7.1.2 يجب أن تكون أطوال التثبيت للتسليح المحلزن ومسبق الإجهاد وفقاً لـ 25.4.

7.7.1.3 Splices of deformed reinforcement shall be in accordance with 25.5.

7.7.1.3 يجب أن تكون وصلات التسليح المحلزن وفقاً لـ 25.5.

7.7.1.4 Bundled bars shall be in accordance with 25.6.

7.7.1.4 يجب أن تكون حزمة الأسياخ طبقاً لـ 25.6.

#### 7.7.2 Reinforcement spacing

#### 7.7.2 المسافة بين التسليح

7.7.2.1 Minimum spacing  $s$  shall be in accordance with 25.2.

7.7.2.1 يجب أن أقل مسافة بين الأسياخ  $S$  وفقاً لـ 25.2.

7.7.2.2 For nonprestressed and Class C prestressed slabs, spacing of bonded longitudinal reinforcement closest to the tension face shall not exceed  $s$  given in 24.3.

7.7.2.2 بالنسبة للبلاطات الغير مسبقة الإجهاد و مسبقة الإجهاد من الصنف C ، يجب ألا تزيد المسافة بين التسليح الطولي المترابط الأقرب إلى وجه الشد  $s$  المعطاة في 24.3.

7.7.2.3 For nonprestressed and Class T and C prestressed slabs with unbonded tendons, maximum spacing  $s$  of deformed longitudinal reinforcement shall be the lesser of  $3h$  and 450 mm.

7.7.2.3 بالنسبة للبلاطات مسبقة الإجهاد من الفئة T و C مع الكابلات الغير مترابط ، يجب أن يكون التباعد الأقصى للتباعد الطولي المحلزن أقل من  $3h$  و 450 مم.

7.7.2.4 Spacing of reinforcement required by 7.5.2.3 shall not exceed the lesser of  $5h$  and 450 mm.

7.7.2.4 يجب ألا تزيد مسافة التسليح المطلوبة بـ 7.5.2.3 عن  $5h$  و 450 مم.

### R7.7—Reinforcement detailing

#### R7.7 - تفاصيل التسليح

#### R7.7.2 Reinforcement spacing

#### R7.7.2 المسافة بين التسليح

R7.7.2.3 Editions of ACI 318 prior to 2019 excluded the provisions of 7.7.2.3 for prestressed concrete. However, Class T and C slabs prestressed with unbonded tendons rely solely on deformed reinforcement for crack control. Consequently, the requirements of 7.7.2.3 have been extended to apply to Class T and C slabs prestressed with unbonded tendons.

R7.7.2.3 استبعدت إصدارات ACI 318 قبل 2019 أحكام 7.7.2.3 للخرسانة سابقة الإجهاد. ومع ذلك ، تعتمد بلاطات مسبقة الإجهاد الفئة T و C كابلات الغير مترابطة فقط على التسليح المحلزن للسيطرة على الشقوق. وبالتالي ، تم تمديد متطلبات 7.7.2.3 لتطبيقه على بلاطات مسبقة الإجهاد الفئة T و C كابلات الغير مترابطة.

R7.7.2.4 The spacing limitations for slab reinforcement are based on flange thickness, which for tapered flanges can be taken as the average thickness.

R7.7.2.4 تستند القيود تباعد لتسليح بلاطة على سماكة الشفة العليا التي لنفس الفئة للشفة العليا مدبب يمكن أن تؤخذ على أنها متوسط السمك.

**7.7.3 Flexural reinforcement in nonprestressed slabs**

**7.7.3.1** Calculated tensile or compressive force in reinforcement at each section of the slab shall be developed on each side of that section.

**7.7.3** تسليح الانحناء في البلاطات غير مسبقة الأجهاد  
**7.7.3.1** يتم تثبيت قوة الشد أو الضغط المحسوبة في التسليح في كل مقطع من البلاطة على كل جانب من هذا المقطع.

**7.7.3.2** Critical locations for development of reinforcement are points of maximum stress and points along the span where bent or terminated tension reinforcement is no longer required to resist flexure.

**7.7.3.2** المواقع الحرجة لتثبيت التسليح هي نقاط من أقصى إجهاد والنقاط على امتداد البحر حيث لم يعد هناك حاجة لتسليح الشد المنحني أو المنتهي لمقاومة الانحناء.

**7.7.3.3** Reinforcement shall extend beyond the point at which it is no longer required to resist flexure for a distance at least the greater of  $d$  and  $12db$ , except at supports of simply-supported spans and at free ends of cantilevers.

**7.7.3.3** يجب أن يمتد التسليح إلى أبعد من النقطة التي لم تعد مطلوبة لمقاومة الانحناء لمسافة لا تقل عن  $d$  و  $12db$  على الأقل، باستثناء في الركائز للبحر بسيطة الأستناد وفي الأطراف الحرة للكوابيل.

**7.7.3.4** Continuing flexural tension reinforcement shall have an embedment length at least  $\ell_d$  beyond the point where bent or terminated tension reinforcement is no longer required to resist flexure.

**7.7.3.4** يجب أن يكون للتسليح المستمر لأنحناء الشد طول مغمر لا يقل عن  $\ell_d$  بعد النقطة التي لم يعد يلزم فيها حاجة لتسليح الشد المنحني أو المنتهي لمقاومة الانحناء.

**7.7.3.5** Flexural tension reinforcement shall not be terminated in a tension zone unless (a), (b), or (c) is satisfied:

- (a)  $V_u \leq (2/3)\phi V_n$  at the cutoff point.
- (b) For No. 11 bars and smaller, continuing reinforcement provides double the area required for flexure at the cutoff point and  $V_u \leq (3/4)\phi V_n$ .
- (c) Stirrup area in excess of that required for shear is provided along each terminated bar or wire over a distance  $3/4d$  from the termination point. Excess stirrup area shall be not less than  $0.41 b_w s / f_{yt}$ . S pacing  $s$  shall not exceed  $d(8\beta_b)$ .

**7.7.3.5** لا يسمح إنهاء تسليح أنحناء الشد في منطقة شد ما لم يتم استيفاء (أ) أو (ب) أو (ج):

- (أ)  $V_u \leq (2/3)\phi V_n$  عند نقطة القطع.
- (ب) بالنسبة للأسياخ رقم 11 والأصغر حجماً، فإن التسليح المستمر يوفر ضعف المساحة المطلوبة لأنحناء عند نقطة القطع و  $V_u \leq (3/4)\phi V_n$ .
- (ج) يتم توفير مساحة تسليح الكانات في الزيادة عن ذلك المطلوبة للقص على طول كل سيخ أو سلك منتهي على مسافة  $3/4d$  من نقطة الإنهاء. يجب ألا تقل مساحة تسليح الكانات الزائدة عن  $0.41 b_w s / f_{yt}$ . يجب ألا تتجاوز المسافة بين الأسياخ عن  $d(8\beta_b)$ .

**R7.7.3 Flexural reinforcement in nonprestressed slabs—** Requirements for development of reinforcement in one-way slabs are similar to those for beams. Refer to **R9.7.3** for additional information.

**R7.7.3** تسليح الانحناء في البلاطات غير مسبقة الأجهاد - تشبه متطلبات تطوير التسليح في بلاطات الاتجاه الواحد تلك الخاصة بالكمر. ارجع إلى **R9.7.3** للحصول على معلومات إضافية

7.7.3.6 Adequate anchorage shall be provided for tension reinforcement where reinforcement stress is not directly proportional to moment, such as in sloped, stepped, or tapered slabs, or where tension reinforcement is not parallel to the compression face.

7.7.3.6 يجب توفير تثبيت كافٍ لتسليح الشد حيث لا يكون إجهاد التسليح متناسبًا بشكل مباشر مع العزم، كما هو الحال في البلاطات المائلة أو على شكل تدرجات أو المدببة، أو حيث لا يكون تسليح الشد موازيًا لوجه الضغط.

7.7.3.7 In slabs with spans not exceeding 3 m, welded wire reinforcement, with wire size not exceeding W5 or D5, shall be permitted to be curved from a point near the top of slab over the support to a point near the bottom of slab at midspan, provided such reinforcement is continuous over, or developed at, the support.

7.7.3.7 في البلاطات ذات البحور التي لا تتجاوز 3 متر، يسمح بالتسليح بالأسلاك الملحومة، التي لا يتجاوز حجمها السلك W5 أو D5، لتكون منحنية من نقطة بالقرب من أعلى البلاطة فوق الركيزة إلى نقطة بالقرب من أسفل البلاطة في منتصف البحر، بشرط أن يستمر هذا التسليح أو يتطور فوق أو عند الركيزة.

#### 7.7.3.8 Termination of reinforcement

7.7.3.8.1 At simple supports, at least one-third of the maximum positive moment reinforcement shall extend along the slab bottom into the support, except for precast slabs where such reinforcement shall extend at least to the center of the bearing length.

7.7.3.8 إنهاء التسليح  
7.7.3.8.1 في الركائز البسيطة، يجب أن يمتد على الأقل ثلث تسليح أقصى عزم موجب على طول أسفل البلاطة إلى الركيزة، باستثناء بلاطات مسبقة الصب، حيث يمتد هذا التسليح على الأقل إلى مركز طول التحميل.

7.7.3.8.2 At other supports, at least one-fourth of the maximum positive moment reinforcement shall extend along the slab bottom into the support at least 150 mm.

7.7.3.8.2 في الركائز الأخرى، يجب أن يمتد على الأقل ربع تسليح أقصى عزم موجب على طول أسفل البلاطة إلى الركيزة على الأقل 150 مم.

R7.7.3.8 Termination of reinforcement—Requirements for termination of reinforcement in one-way slabs are similar to those for beams. Refer to R9.7.3.8 for additional information.

R7.7.3.8 إنهاء التسليح - تشبه متطلبات إنهاء التسليح في بلاطات الاتجاه الواحد تلك الخاصة بالكمرات. راجع R9.7.3.8 للحصول على معلومات إضافية

**7.7.3.8.3** At simple supports and points of inflection,  $d_b$  for positive moment tension reinforcement shall be limited such that  $\ell_d$  for that reinforcement satisfies (a) or (b). If reinforcement terminates beyond the centerline of supports by a standard hook or a mechanical anchorage at least equivalent to a standard hook, (a) or (b) need not be satisfied.  
(a)  $\ell_d \leq (1.3 M_n / V_u + \ell_a)$  if end of reinforcement is confined by a compressive reaction  
(b)  $\ell_d \leq (M_n / V_u + \ell_a)$  if end of reinforcement is not confined by a compressive reaction

$M_n$  is calculated assuming all reinforcement at the section is stressed to  $f_y$  and  $V_u$  is calculated at the section. At a support,  $\ell_a$  is the embedment length beyond the center of the support. At a point of inflection,  $\ell_a$  is the embedment length beyond the point of inflection, limited to the greater of  $d$  and  $12d_b$ .

**7.7.3.8.3** في تسليح الركائز البسيطة ونقاط الالتواء،  $d_b$  وتسليح عزم الشد الموجب مثل  $\ell_d$  يجب ان يحدد لهذا التسليح بما يستوفي (أ) أو (ب). إذا انتهى التسليح إلى ما بعد خط المركز للركائز بواسطة عكفة قياسية أو تثبيت ميكانيكي يعادل على الأقل عكفة قياسية، فلا يلزم استيفاء (أ) أو (ب).  
(أ)  $\ell_d \leq (1.3 M_n / V_u + \ell_a)$  إذا كانت نهاية التسليح محصورة بواسطة رد فعل انضغاطي  
(ب)  $\ell_d \leq (M_n / V_u + \ell_a)$  إذا كانت نهاية التسليح غير محصورة بواسطة رد فعل انضغاطي  $M_n$  يتم حسابه بافتراض كل التسليح في المقطع هو مجهود إلى  $f_y$  ويتم احتساب  $V_u$  في المقطع. عند الركيزة،  $\ell_a$  هي الطول المغمور إلى ما بعد خط المركز للركيزة عند نقطة الالتواء، يكون الطول المغمور إلى ما بعد نقطة الالتواء، ويقتصر على أكبر من  $d$  و  $12d_b$ .

**7.7.3.8.4** At least one-third of the negative moment reinforcement at a support shall have an embedment length beyond the point of inflection at least the greatest of  $d$ ,  $12d_b$ , and  $\ell_n/16$ .

**7.7.3.8.4** يجب أن يكون ثلث تسليح عزم سالب عند أي ركيزة طول مغمور إلى ما بعد نقطة الالتواء، على الأقل، أكبر من  $d$  و  $12d_b$  و  $\ell_n/16$ .

**7.7.4 Flexural reinforcement in prestressed slabs**

7.7.4.1 External tendons shall be attached to the member in a manner that maintains the specified eccentricity between the tendons and the concrete centroid through the full range of anticipated member deflections.

**7.7.4 تسليح الأنحاء في البلاطات مسبقة الإجهاد**

7.7.4.1 يجب ربط كابلات الشد الخارجية بالعنصر بطريقة تحافظ على اللامركزية المحدد بين كابلات الشد والمركز الخرساني من خلال المدى الكلي للتشوهات المتوقعة للعناصر.

7.7.4.2 If nonprestressed reinforcement is required to satisfy flexural strength, the detailing requirements of 7.7.3 shall be satisfied.

7.7.4.2 في حالة الحاجة إلى تسليح الأجهاد الغير مسبقة لاستيفاء مقاومة الأنحاء، يجب استيفاء المتطلبات التفصيلية وفقاً لـ 7.7.3.

**7.7.4.3 Termination of prestressed reinforcement**

7.7.4.3.1 Post-tensioned anchorage zones shall be designed and detailed in accordance with 25.9.

**7.7.4.3 إنهاء التسليح مسبق الإجهاد**

7.7.4.3.1 تصميم وتفصل مناطق التثبيت لاحقة الشد وفقاً لـ 25.9.

7.7.4.3.2 Post-tensioning anchorages and couplers shall be designed and detailed in accordance with 25.8.

7.7.4.3.2 يجب تصميم مثبتات ومزدوجات لاحقة الشد وتفصيلها وفقاً لـ 25.8.

**7.7.4.4 Termination of deformed reinforcement in slabs with unbonded tendons**

7.7.4.4.1 Length of deformed reinforcement required by 7.6.2.3 shall be in accordance with (a) and (b):

(a) At least  $\ell_n/3$  in positive moment areas and be centered in those areas

(b) At least  $\ell_n/6$  on each side of the face of support.

**7.7.4.4 إنهاء التسليح المحلزن في البلاطات مع كابلات الشد الغير مترابطة**

7.7.4.4.1 طول التسليح المحلزن الذي تتطلبه 7.6.2.3 يجب أن يكون وفقاً لـ (أ) و (ب):

(أ) على الأقل  $\ell_n/3$  في مناطق العزم الموجب ويتمركز في تلك المناطق

(ب) على الأقل  $\ell_n/6$  على كل جانب من وجه الركيزة

**R7.7.4 Flexural reinforcement in prestressed slabs**

R7.7.4 تسليح الأنحاء في البلاطات مسبقة الإجهاد

**R7.7.4.4 Termination of deformed reinforcement in slabs with unbonded tendons**—Requirements for termination of deformed reinforcement in one-way slabs with unbonded tendons are the same as those for beams. Refer to R9.7.4.4 for additional information.

**R7.7.4.4 إنهاء التسليح المحلزن في البلاطات مع كابلات الشد الغير مترابطة** - تكون متطلبات إنهاء التسليح المحلزن في بلاطات ذات اتجاه واحد مع كابلات غير مترابطة هي نفسها كتلك الموجودة في الكمرات. ارجع إلى R9.7.4.4 للحصول على معلومات إضافية.



7.7.5 Shear reinforcement

7.7.5.1 If shear reinforcement is required, transverse reinforcement shall be detailed according to 9.7.6.2.

7.7.5 تسليح القص  
7.7.5.1 إذا كان تسليح القص مطلوباً، يجب أن يتم تفصيل التسليح العرضي وفقاً لـ 9.7.6.2.

7.7.6 Shrinkage and temperature reinforcement

7.7.6.1 Shrinkage and temperature reinforcement in accordance with 7.6.4 shall be placed perpendicular to flexural reinforcement.

7.7.6 تسليح الانكماش والحرارة  
7.7.6.1 يجب وضع تسليح الانكماش ودرجة الحرارة وفقاً لـ 7.6.4 بشكل عمودي على تسليح الانحناء.

7.7.6.2 Nonprestressed reinforcement

7.7.6.2.1 Spacing of deformed shrinkage and temperature reinforcement shall not exceed the lesser of  $5h$  and 450 mm.

7.7.6.2 التسليح الأجهاد الغير المسبق  
7.7.6.2.1 يجب ألا تزيد المسافة بين التسليح المحلزن للانكماش والحرارة عن  $5h$  و 450 مم .

7.7.6.3 Prestressed reinforcement

7.7.6.3.1 Spacing of slab tendons required by 7.6.4.2 and the distance between face of beam or wall to the nearest slab tendon shall not exceed 1.8 m.

7.7.6.3 تسليح الإجهاد المسبق  
7.7.6.3.1 المسافة لكابلات الشد للبلاطة المطلوبة والمسافة بين وجه الكمر أو الجدار إلى أقرب كابل شد للبلاطة يجب ألا تتعدى عن 1.8 متر.

7.7.6.3.2 If spacing of slab tendons exceeds 1.4 m, additional deformed shrinkage and temperature reinforcement conforming to 24.4.3 shall be provided parallel to the tendons, except 24.4.3.4 need not be satisfied. In calculating the area of additional reinforcement, it shall be permitted to take the gross concrete area in Table 24.4.3.2 as the slab area between faces of beams. This shrinkage and temperature reinforcement shall extend from the slab edge for a distance not less than the slab tendon spacing.

7.7.6.3.2 إذا كان تباعد كابلات الشد للبلاطات يتجاوز 1.4 متر ، فيجب توفير تسليح محلزن إضافي للانكماش ودرجة حرارة متوافقة مع 24.4.3 موازية لكابلات الشد، ما عدا 24.4.3.4 لا ينبغي استيفائها. عند حساب مساحة التسليح الإضافي، يجب أن يسمح بنقل المساحة الكلية للخرسانة في الجدول 24.4.3.2 كمساحة للبلاطة بين أوجه الكمرات. يجب أن يمتد تسليح الانكماش ودرجة الحرارة من حافة البلاطة لمسافة لا تقل عن مسافة كابل الشد.

R7.7.6 Shrinkage and temperature reinforcement

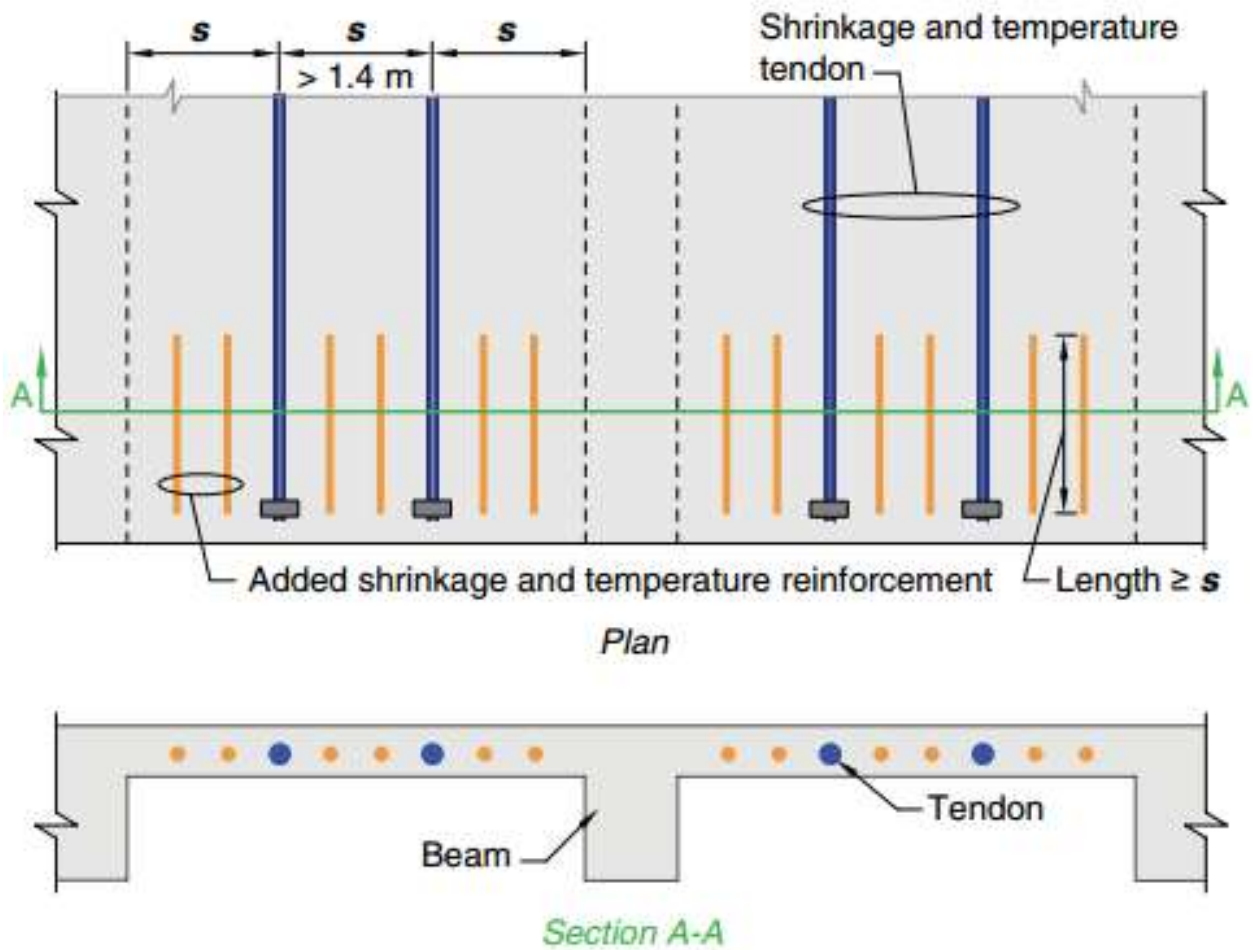
7.7.6 تسليح الانكماش والحرارة

R7.7.6.3 Prestressed reinforcement

R7.7.6.3 تسليح الإجهاد المسبق

R7.7.6.3.2 Widely spaced tendons result in non-uniform compressive stresses near the slab edges. The additional reinforcement is to reinforce regions near the slab edge that may be inadequately compressed. Placement of this reinforcement is illustrated in Fig. R7.7.6.3.2.

R7.7.6.3.2 كابلات الشد ذات التباعد الواسع تؤدي إلى إجهادات انضغاطية غير منتظمة بالقرب من حواف البلاطة . التسليح الإضافي هو تسليح المناطق القريبة من حافة البلاطة التي قد تكون مضغوطة بشكل غير كافٍ. يتم توضيح موضع هذا التسليح في الشكل. R7.7.6.3.2.



**Fig. R7.7.6.3.2**—Plan view at slab edge showing added shrinkage and temperature reinforcement.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

7.7.7 *Structural integrity reinforcement in cast-in-place one-way slabs*

7.7.7 تسليح التكامل الانشائي في البلاطات أحادية الاتجاه المصبوبة في الموقع

7.7.7.1 Longitudinal structural integrity reinforcement consisting of at least one-quarter of the maximum positive moment reinforcement shall be continuous.

7.7.7.1 يجب أن يكون تسليح التكامل الانشائي الطولي التي تتكون من ربع الحد الأقصى لتسليح العزم الموجب مستمر.

7.7.7.2 Longitudinal structural integrity reinforcement at noncontinuous supports shall be anchored to develop  $f_y$  at the face of the support.

7.7.7.2 يرتكز تسليح التكامل الانشائي الطولي على الدعامات غير المستمرة لتثبيتها عند وجه الركيزة.

7.7.7.3 If splices are necessary in continuous structural integrity reinforcement, the reinforcement shall be spliced near supports. Splices shall be mechanical or welded in accordance with 25.5.7 or Class B tension lap splices in accordance with 25.5.2.

7.7.7.3 إذا كانت التوصيلات ضرورية في التسليح المستمر للتكامل الانشائي ، فيجب أن يقسم التسليح بالقرب من الركائز. يجب أن تكون الوصلات ميكانيكية أو ملحومة طبقاً للتوصيلات اللولبية ذات الشد 25.5.7 أو من الفئة B وفقاً للفقرة 25.5.2.

R7.7.7 *Structural integrity reinforcement in cast-in-place one-way slabs*

Positive moment structural integrity reinforcement for one-way slabs is intended to be similar to that for beams. Refer to R9.7.7 for a discussion of structural integrity reinforcement for beams.

R7.7.7 تسليح التكامل الانشائي في البلاطات أحادية الاتجاه المصبوبة في الموقع  
إن تسليح التكامل الانشائي للعزم الموجب في البلاطات أحادية الاتجاه يهدف إلى أن يكون مماثلاً للكمرات. الرجوع إلى R9.7.7 لمناقشة تسليح التكامل الانشائي للكمرات.

## CHAPTER 8—TWO-WAY SLABS

### 8.1—Scope

8.1.1 This chapter shall apply to the design of nonprestressed and prestressed slabs reinforced for flexure in two directions, with or without beams between supports, including (a) through (d):

- (a) Solid slabs
- (b) Slabs cast on stay-in-place, noncomposite steel deck
- (c) Composite slabs of concrete elements constructed in separate placements but connected so that all elements resist loads as a unit
- (d) Two-way joist systems in accordance with 8.8

### الفصل 8 – البلاطات في اتجاهين

#### 8.1 المجال

8.1.1 ينطبق هذا الفصل على تصميم البلاطات الغير مسبقة الأجهاد ومسبقة الإجهاد للأنحاء ثنائية الاتجاه، مع أو بدون كمرات بين الركائز، بما في ذلك (أ) إلى (د):

- (أ) بلاطات مصمتة
- (ب) بلاطات مصبوبة في الموقع وبلاطات معدنية غير مركبة
- (ج) بلاطات مركبة من العناصر الخرسانية المركبة في أماكن منفصلة ولكنها متصلة بحيث تقاوم العناصر جميع الأحمال كوحدة واحدة
- (د) أنظمة البلاطات المعصبة ذات الاتجاهين وفقاً لـ 8.8

## R8—TWO-WAY SLABS

### R8.1—Scope

The design methods given in this chapter are based on analysis of the results of an extensive series of tests (Burns and Hemakom 1977; Gamble et al. 1969; Gerber and Burns 1971; Guralnick and LaFraugh 1963; Hatcher et al. 1965, 1969; Hawkins 1981; Jirsa et al. 1966; PTI DC10.5; Smith and Burns 1974; Scordelis et al. 1959; Vanderbilt et al. 1969; Xanthakis and Sozen 1963) and the well-established performance records of various slab systems. The fundamental design principles are applicable to all planar structural systems subjected to transverse loads. Several specific design rules, as well as historical precedents, limit the types of structures to which this chapter applies. General slab systems that may be designed according to this chapter include flat slabs, flat plates, two-way slabs, and waffle slabs. Slabs with paneled ceilings are two-way, wide-band, beam systems. Slabs-on-ground that do not transmit vertical loads from other parts of the structure to the soil are excluded. For slabs with beams, the explicit design procedures of this chapter apply only when the beams are located at the edges of the panel and when the beams are supported by columns or other essentially nondeflecting supports at the corners of the panel. Two-way slabs with beams in one direction, with both slab and beams supported by girders in the other direction, may be designed under the general requirements of this chapter. Such designs should be based upon analysis compatible with the deflected position of the supporting beams and girders. For slabs supported on walls, the explicit design procedures in this chapter treat the wall as a beam of infinite stiffness; therefore, each wall should support the entire length of an edge of the panel (refer to 8.4.1.7). Walls of width less than a full panel length can be treated as columns.

### R8 – البلاطات في اتجاهين

#### R8.1 المجال

تستند أساليب التصميم الواردة في هذا الفصل إلى تحليل نتائج سلسلة اختبارات واسعة النطاق (Burns and Hemakom 1977؛ Gamble et al. 1969؛ Gerber and Burns 1971؛ Guralnick and LaFraugh 1963؛ Hatcher et al. 1965، 1969؛ Hawkins 1981؛ Jirsa et al. 1966؛ PTI DC10.5؛ Smith and Burns 1974؛ Scordelis et al. 1959؛ Vanderbilt et al. 1969؛ Xanthakis و Sozen 1963) وسجلات الأداء الثابتة لمختلف أنظمة البلاطات. تنطبق مبادئ التصميم الأساسية على جميع الأنظمة الإنشائية المستوية الخاضعة لأحمال عرضية. تحدد العديد من قواعد التصميم المحددة، بالإضافة إلى السوابق التاريخية، أنواع المنشآت التي ينطبق عليها هذا الفصل. وتشمل أنظمة البلاطات العامة التي يمكن أن تصمم وفقاً لهذا الفصل في البلاطات المسطحة، وبلاطات ذات اتجاهين، البلاطات المعصبة. إن البلاطات ذات الأسقف المغطاة ببلاطات هي أنظمة ذات اتجاهين واسعتين. يتم استبعاد البلاطات الأرضية لا تنقل الأحمال العمودية من أجزاء أخرى من المنشأ إلى التربة. بالنسبة للبلاطات ذات الكمرات، تنطبق إجراءات التصميم الصريحة لهذا الفصل فقط عندما تكون الكمرات موجودة على أطراف البلاطة وعندما تكون الكمرات مدعومة بالأعمدة أو غيرها من الركائز غير منحرفة أساساً في أركان البلاطة. يمكن تصميم بلاطات ذات اتجاهين مع كمرات في اتجاه واحد، مع كل من البلاطة مدعومة بكمرات رئيسية في الاتجاه الآخر، وفقاً للمتطلبات العامة لهذا الفصل. يجب أن تستند مثل هذه التصميمات على تحليل متوافق مع الوضع المنحرف للكمرة الداعمة والكمرات الرئيسية. بالنسبة للبلاطات المسنودة على الجدران، فإن إجراءات التصميم الصريحة في هذا الفصل تعامل الجدار كمرة من الجساءة اللانهائية؛ لذلك، يجب أن يدعم كل جدار الطول الكامل لحافة البلاطة (راجع 8.4.1.7). يمكن التعامل مع عرض الجدران التي تقل عن طول البلاطة بالكامل كأعمدة.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

### 8.2—General

**8.2.1** A slab system shall be permitted to be designed by any procedure satisfying equilibrium and geometric compatibility, provided that design strength at every section is at least equal to required strength, and all serviceability requirements are satisfied. The direct design method or the equivalent frame method is permitted.

#### 8.2 – عام

**8.2.1** يجب أن يتم تصميم نظام البلاطة بواسطة أي إجراء يفي بالتوازن والتكامل الهندسي ، بشرط أن تكون المقاومة التصميمية في كل مقطع مساوية على الأقل للمقومة المطلوبة ، ويتم استيفاء جميع متطلبات الخدمة. يسمح بطريقة التصميم المباشر أو طريقة الإطار المكافئ.

### R8.2—General

**R8.2.1** This section permits a design to be based directly on fundamental principles of structural mechanics, provided it can be demonstrated explicitly that all strength and serviceability criteria are satisfied. The design of the slab may be achieved through the combined use of classic solutions based on a linearly elastic continuum, numerical solutions based on discrete elements, or yield-line analyses, including, in all cases, evaluation of the stress conditions around the supports in relation to shear, torsion, and flexure, as well as the effects of reduced stiffness of elements due to cracking and support geometry. The design of a slab system involves more than its analysis; any deviations in physical dimensions of the slab from common practice should be justified on the basis of knowledge of the expected loads and the reliability of the calculated stresses and deformations of the structure. The direct design method and the equivalent frame method are limited in application to orthogonal frames subject to gravity loads only.

#### R8.2 – عام

**R8.2.1** يسمح هذا القسم للتصميم بالاستناد مباشرة إلى المبادئ الأساسية للميكانيكا الإنشائية ، بشرط أن يثبت صراحة أن جميع المعايير الحرجة للمقاومة الخدمة مستوفاة. يمكن تحقيق تصميم البلاطة من خلال الاستخدام المشترك للحلول الكلاسيكية القائمة على سلسلة متصلة مرنة خطياً ، أو الحلول العددية القائمة على عناصر منفصلة ، أو تحليلات خط الخضوع ، بما في ذلك ، في جميع الحالات ، تقييم حالات الإجهاد حول الركائز في علاقة مع القص ، والالتواء ، والانحناء ، بالإضافة إلى التأثيرات الناتجة عن تقلص جساءة العناصر بسبب التشوهات والابعاد الهندسية. يتضمن تصميم نظام البلاطات أكثر من تحليله ؛ يجب تبرير أي انحرافات في الأبعاد المادية للبلاطة عن التطبيقات الشائعة على أساس معرفة الأحمال المتوقعة وموثوقية الاجتهادات المحسوبة والتشوهات في المنشأ. طريقة التصميم المباشر وطريقة الإطار المكافئ محدودة في التطبيق على الإطارات المتعامدة المعرضة للأحمال الرأسية فقط.

**8.2.2** The effects of concentrated loads and openings shall be considered in design.

**8.2.2** يجب أن تؤخذ في الاعتبار تأثيرات الأحمال المركزة والفتحات.

**R8.2.2** Refer to R7.2.1.

**R8.2.2** ارجع إلى R7.2.1.

**8.2.3** Slabs prestressed with an average effective compressive stress less than 0.9 MPa shall be designed as nonprestressed slabs.

**8.2.3** يجب أن تصمم البلاطات مسبقة الأجهاد مع متوسط أجهاد الضغط الفعال أقل من 0.9 MPa كبلاطات غير مسبقة الأجهاد.

**8.2.4** A drop panel in a nonprestressed slab, where used to reduce the minimum required thickness in accordance with 8.3.1.1 or the quantity of deformed negative moment reinforcement at a support in accordance with 8.5.2.2, shall satisfy (a) and (b):

- (a) The drop panel shall project below the slab at least one fourth of the adjacent slab thickness.
- (b) The drop panel shall extend in each direction from the centerline of support a distance not less than one-sixth the span length measured from center-to-center of supports in that direction.

8.2.4 يجب أن تلبي البلاطة المسقطة الموجودة في البلاطات الغير مسبقة الأجهاد، حيث تستخدم للتقليل من أقل سماكة مطلوبة وفقاً لـ 8.3.1.1 أو كمية التسليح المحلزن للعزم السالب عند الركيزة وفقاً لـ 8.5.2.2، (أ) و (ب):  
(أ) يجب أن يكون إسقاط البلاطة المسقطة أسفل البلاطة ربع سمك البلاطة المجاورة على الأقل.  
(ب) يجب أن تمتد البلاطة المسقطة في كل اتجاه من خط المركز للركيزة لمسافة لا تقل عن سدس طول البحر المقاس من المركز إلى المركز للركائز في ذلك الاتجاه.

**8.2.5** A shear cap, where used to increase the critical section for shear at a slab-column joint, shall project below the slab soffit and extend horizontally from the face of the column a distance at least equal to the thickness of the projection below the slab soffit.

8.2.5 يجب أن يوضع تاج القص، الذي يستخدم لزيادة المقطع الحرج للقص في مفصل عمود -بلاطة، يجب إسقاط أسفل البلاطة الأرضية ويمتد أفقياً مع وجه العمود بمسافة تعادل على الأقل سماكة الإسقاط للبلاطة الأرضية.

## 8.2.6 Materials

8.2.6.1 Design properties for concrete shall be selected to be in accordance with **Chapter 19**.

### 8.2.6 المواد

8.2.6.1 يجب اختيار خصائص التصميم للخرسانة وفقاً للفصل 19.

8.2.6.2 Design properties for steel reinforcement shall be selected to be in accordance with **Chapter 20**.

8.2.6.2 يجب اختيار خصائص التصميم الخاصة بحديد التسليح لتتوافق مع الفصل 20.

8.2.6.3 Materials, design, and detailing requirements for embedments in concrete shall be in accordance with **20.7**.

8.2.6.3 يجب أن تكون متطلبات المواد والتصميم والتفاصيل متضمنة في الخرسانة وفقاً لـ 20.7.

**R8.2.4 and R8.2.5** Drop panel dimensions specified in 8.2.4 are necessary when reducing the amount of negative moment reinforcement following 8.5.2.2 or to satisfy minimum slab thicknesses permitted in 8.3.1.1. If the dimensions are less than specified in 8.2.4, the projection may be used as a shear cap to increase the shear strength of the slab. For slabs with changes in thickness, it is necessary to check the shear strength at several sections (Refer to **22.6.4.1(b)**).

R8.2.4 و R8.2.5 تعد أبعاد البلاطات المسقطة المحددة في 8.2.4 ضرورية عند تقليل مقدار تسليح العزوم السالبة بعد 8.5.2.2 أو لتلبية أقل سماكة للبلاطة المسموح به في 8.3.1.1. إذا كانت الأبعاد أقل من المحددة في 8.2.4، يمكن استخدام الإسقاط كغطاء قص لزيادة مقاومة القص للبلاطة. بالنسبة للبلاطات ذات التغيرات في السماكة، من الضروري التحقق من مقاومة القص في عدة مقاطع (راجع 22.6.4.1 (b)).



**8.2.7 Connections to other members**

**8.2.7.1** Beam-column and slab-column joints shall satisfy Chapter 15.

8.2.7 التوصيلات بالعناصر الأخرى

8.2.7.1 يجب أن تلبي مفاصل عمود-كمرة وعمود-بلاطة وفقاً لفصل 15.

**8.3—Design limits**

**8.3.1 Minimum slab thickness**

8.3 - حدود التصميم

8.3.1 أقل سمك للبلاطة

**8.3.1.1** For nonprestressed slabs without interior beams spanning between supports on all sides, having a maximum ratio of long-to-short span of 2, overall slab thickness  $h$  shall not be less than the limits in Table 8.3.1.1, and shall be at least the value in (a) or (b), unless the calculated deflection limits of 8.3.2 are satisfied:

- (a) Slabs without drop panels as given in 8.2.4..... 125 mm.  
(b) Slabs with drop panels as given in 8.2.4..... 100 mm.

8.3.1.1 للبلاطات الغير مسبقة الأجهاد بدون كمرة داخلية تمتد بين الركائز من جميع الجهات، وكان الحد الأقصى لنسبة الطول إلى العرض للبحر 2، يجب أن لا تكون سمك البلاطة الكلي أقل من الحدود في الجدول 8.3.1.1، ويجب أن تكون على الأقل قيمة في الفقرة (أ) أو (ب)، ما لم يتم استيفاء حدود التشوه المحسوب في 8.3.2:

- (أ) بلاطات بدون بلاطات مسقطة كما هو موضح في 8.2.4 ..... 125 مم .  
(ب) بلاطات مع بلاطات مسقطة على النحو الوارد في 8.2.4 ..... 100 مم .

For  $f_y$  exceeding 550 MPa, the calculated deflection limits in 8.3.2 shall be satisfied assuming a reduced modulus of rupture

$$f_r = 0.41\sqrt{f'_c}$$

بالنسبة  $f_y$  التي تتجاوز 550 MPa ، يجب الاستيفاء بحدود التشوه المحسوبة في 8.3.2 بافتراض معامل تقليل التمزق.

**R8.2.7 Connections to other members—**

Safety of a slab system requires consideration of the transmission of load from the slab to the columns by flexure, torsion, and shear.

R8.2.7 التوصيلات بالعناصر الأخرى

لسلامة نظام البلاطة يتطلب النظر في نقل الحمل من بلاطة إلى الأعمدة بواسطة انحناء ، التواء ، والقص.

**R8.3—Design limits**

**R8.3.1 Minimum slab thickness—**The minimum slab thicknesses in 8.3.1.1 and 8.3.1.2 are independent of loading and concrete modulus of elasticity, both of which have significant effects on deflections. These minimum thicknesses are not applicable to slabs with unusually heavy superimposed sustained loads or for concrete with modulus of elasticity significantly lower than that of ordinary normal-weight concrete. Deflections should be calculated for such situations.

R8.3 - حدود التصميم

**R8.3.1** أقل سمك للبلاطة - إن أقل سمك للبلاطة في 8.3.1.1 و 8.3.1.2 مستقلان عن التحميل والخرسانة ومعامل المرونة ، وكلاهما لهما تأثيرات ملحوظة على التشوه. ولا تنطبق هذه السماكات القليلة على بلاطات ذات أحمال ثقيلة متراكبة بشكل غير معتاد أو للخرسانة ذات معامل مرونة أقل بشكل ملحوظ من الخرسانة العادية ذات الوزن الطبيعي. يجب حساب التشوه لهذه الحالات.

**R8.3.1.1** The minimum thicknesses in Table 8.3.1.1 are those that have been developed through the years. Use of longitudinal reinforcement with  $f_y > 550$  MPa may result in larger long-term deflections than in the case of  $f_y < 550$  MPa unless associated service stresses calculated for cracked sections are smaller than 280 MPa. Careful calculation of deflections should be performed.

**R8.3.1.1** الحد الأدنى للسماكات في الجدول 8.3.1.1 هي تلك التي تم تطويرها على مر السنين. قد يؤدي استخدام التسليح الطولي مع  $f_y > 550$  MPa إلى تشوهات طويلة المدى أكبر من حالة  $f_y > 550$  MPa ما لم تكن أجهادات الخدمة المرتبطة المحسوبة للمقاطع المتشققة أصغر من 280 ميجا باسكال. يجب إجراء حساب دقيق للتشوهات.

**Table 8.3.1.1—Minimum thickness of nonprestressed two-way slabs without interior beams (mm.)[1]**

الجدول 8.3.1.1 - أقل سماكة للبلاطات ثنائية الاتجاه غير مسبقة الاجهاد بدون كمثرات داخلية (مم) [1]

$f_y$ , MPa <sup>[2]</sup>	Without drop panels <sup>[3]</sup>			With drop panels <sup>[3]</sup>		
	Exterior panels		Interior panels	Exterior panels		Interior panels
	Without edge beams	With edge beams <sup>[4]</sup>		Without edge beams	With edge beams <sup>[4]</sup>	
280	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
420	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
550	$\ell_n/27$	$\ell_n/30$	$\ell_n/30$	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$

[1]  $\ell_n$  is the clear span in the long direction, measured face-to-face of supports (mm.).

[2] For  $f_y$  between the values given in the table, minimum thickness shall be calculated by linear interpolation.

[3] Drop panels as given in 8.2.4.

[4] Slabs with beams between columns along exterior edges. Exterior panels shall be considered to be without edge beams if  $\alpha_f$  is less than 0.8. The value of  $\alpha_f$  for the edge beam shall be calculated in accordance with 8.10.2.7.

[1]  $\ell_n$  هو الطول الصافي في الاتجاه الطويل، مقاسة وجهًا لوجه من الركائز (mm.).

[2] بالنسبة إلى  $f_y$  بين القيم الواردة في الجدول، يتم حساب أقل سمك عن طريق التكامل الخطي.

[3] بلاطات مسقطه كما هو موضح في 8.2.4.

[4] بلاطات ذات كمثرات بين الأعمدة على طول الحواف الخارجية. يجب أن تعتبر البلاطات الخارجية بدون كمثرات طرفية إذا كانت  $\alpha_f$  أقل من 0.8. قيمة  $\alpha_f$  للكمرة الطرفية تحسب وفقًا 8.10.2.7.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**8.3.1.2** For nonprestressed slabs with beams spanning between supports on all sides, overall slab thickness  $h$  shall satisfy the limits in Table 8.3.1.2, unless the calculated deflection limits of 8.3.2 are satisfied.

8.3.1.2 بالنسبة للبلاطات الغير مسبقة الأجهاد مع الكمرات التي تمتد بين الركائز من جميع الجوانب، يجب أن يفي سمك البلاطة الكلي  $h$  بالحدود الموضحة في الجدول 8.3.1.2 ، ما لم يتم استيفاء حدود التشوه المحسوب وفقاً لـ 8.3.2.

**R8.3.1.2** For panels having a ratio of long-to-short span greater than 2, the use of expressions (b) and (d) of Table 8.3.1.2, which give the minimum thickness as a fraction of the long span, may give unreasonable results. For such panels, the rules applying to one-way construction in 7.3.1 should be used.

R8.3.1.2 بالنسبة للبلاطات التي لها نسبة من الطول الطويل إلى القصير أكبر من 2 ، يستخدم التعبيران (b) و (d) من الجدول 8.3.1.2 ، اللذان يعطيان الحد الأدنى للسمك من الطول الطويل ، قد يعطي نتائج غير معقولة. لهذه البلاطات، ينبغي استخدام القواعد المطبقة على بناء البلاطة أحادي الاتجاه في 7.3.1.

Table 8.3.1.2—Minimum thickness of nonprestressed two-way slabs with beams spanning between supports on all sides

الجدول 8.3.1.2 - أقل سماكة للبلاطات ثنائية الاتجاه غير مسبقة الأجهاد مع الكمرات التي تمتد بين الركائز من جميع الجوانب

$\alpha_{fm}$ [1]	Minimum $h$ , mm	
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	8.3.1.1 applies	
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	Greater of:	(b) [1], [2]
		(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	Greater of:	(d)
		(e)

[1]  $\alpha_{fm}$  is the average value of  $\alpha$  for all beams on edges of a panel.

[2]  $\ell_n$  is the clear span in the long direction, measured face-to-face of beams (mm).

[3]  $\beta$  is the ratio of clear spans in long to short directions of slab.

- [1]  $\alpha_{fm}$  هو متوسط قيمة  $\alpha$  لجميع الكمرات على أطراف البلاطة.  
[2]  $\ell_n$  هو البحر الصافي في الاتجاه الطويل ، مقاساً وجهاً لوجه للكمرة (مم).  
[3]  $\beta$  هي نسبة البحور الصافية في الاتجاه الطويل الى الاتجاه القصير للبلاطة.

**8.3.1.2.1** At discontinuous edges of slabs conforming to 8.3.1.2, an edge beam with  $\alpha f \geq 0.80$  shall be provided, or the minimum thickness required by (b) or (d) of Table 8.3.1.2 shall be increased by at least 10 percent in the panel with a discontinuous edge.

**8.3.1.2.1** عند الأطراف الغير مستمرة للبلاطة المطابقة لـ 8.3.1.2 ، يتم توفير كمرات طرفيه ذات  $\alpha f \geq 0.80$  ، أو يتم زيادة الحد الأدنى للسمك المطلوب بواسطة (ب) أو (د) من الجدول 8.3.1.2 بنسبة 10٪ على الأقل في البلاطة ذات حافة غير مستمرة.

**8.3.1.3** The thickness of a concrete floor finish shall be permitted to be included in  $h$  if it is placed monolithically with the floor slab, or if the floor finish is designed to be composite with the floor slab in accordance with 16.4.

**8.3.1.3** يجب السماح بسماعة السطح النهائي الخرساني في  $h$  إذا تم وضعها بشكل متجانس مع بلاطة سطحية، أو إذا تم تصميم اللمسات النهائية للخرسانة مع بلاطة سطحية وفقاً للفقرة 16.4.

**8.3.1.4** If single- or multiple-leg stirrups are used as shear reinforcement, the slab thickness shall be sufficient to satisfy the requirements for  $d$  in 22.6.7.1.

**8.3.1.4** في حالة استخدام كئات أحادية الساق أو متعددة الأرجل كتسليح للقص ، يجب أن تكون سماعة البلاطة كافية لتلبية متطلبات  $d$  في 22.6.7.1.

### 8.3.2 Calculated deflection limits

**8.3.2.1** Immediate and time-dependent deflections shall be calculated in accordance with 24.2 and shall not exceed the limits in 24.2.2 for two-way slabs given in (a) through (c):  
(a) Nonprestressed slabs not satisfying 8.3.1  
(b) Nonprestressed slabs without interior beams spanning between the supports on all sides and having a ratio of long to-short span exceeding 2.0  
(c) Prestressed slabs

#### 8.3.2 حدود التشوه المحسوب

**8.3.2.1** تحسب التشوهات الفورية وطويلة المدى طبقاً لـ 24.2 ولا تتجاوز الحدود الواردة في 24.2.2 للبلاطات ثنائية الاتجاه الواردة في (أ) إلى (ج):  
(أ) البلاطات غير مسبقة الإجهاد غير مستوفية 8.3.1  
(ب) البلاطات غير مسبقة الإجهاد بدون كميرات داخلية تمتد بين الركائز من جميع الجوانب وتكون نسبة الطول الطويل إلى القصير أكثر من 2.0  
(ج) بلاطات مسبقة الإجهاد

**8.3.2.2** For nonprestressed composite concrete slabs satisfying 8.3.1.1 or 8.3.1.2, deflections occurring after the member becomes composite need not be calculated. Deflections occurring before the member becomes composite shall be investigated, unless the precomposite thickness also satisfies 8.3.1.1 or 8.3.1.2.

**8.3.2.2** بالنسبة للبلاطات الخرسانية المركبة مسبقة الإجهاد التي تستوفي 8.3.1.1 أو 8.3.1.2، لا يجب حساب التشوهات التي تحدث بعد أن يصبح العنصر مركباً. يجب أن يتم فحص التشوهات التي تحدث قبل أن يصبح العنصر مركباً، ما لم تستوف السماكة مسبقة التركيب أيضاً 8.3.1.1 أو 8.3.1.2.

### 8.3.3 Reinforcement strain limit in nonprestressed slabs

**8.3.3.1** For nonprestressed slabs,  $\epsilon_t$  shall be at least 0.004.

#### 8.3.3 حد انفعال التسليح في بلاطات غير مسبقة الأجهاد

**8.3.3.1** بالنسبة للبلاطات غير مسبقة الأجهاد، يجب أن تكون  $\epsilon_t$  على الأقل 0.004.

### 8.3.4 Stress limits in prestressed slabs

**8.3.4.1** Prestressed slabs shall be designed as Class U with

$f_i \leq 0.5\sqrt{f'_c}$ . Other stresses in prestressed slabs immediately after transfer and at service loads shall not exceed the permissible stresses in 24.5.3 and 24.5.4.

#### 8.3.4 حدود الإجهاد في البلاطات مسبقة الأجهاد

**8.3.4.1** تصمم البلاطات ذات الإجهاد المسبق على شكل صنف U مع

$f_i \leq 0.5\sqrt{f'_c}$ . يجب ألا تتجاوز الأجهادات الأخرى في بلاطات مسبقة الأجهاد فوراً بعد النقل وفي أحمال الخدمة الإجهادات المسموح بها في 24.5.3 و 24.5.4.

### R8.3.2 Calculated deflection limits

**R8.3.2.1** For prestressed flat slabs continuous over two or more spans in each direction, the span-thickness ratio generally should not exceed 42 for floors and 48 for roofs; these limits may be increased to 48 and 52, respectively, if calculations verify that both short- and long-term deflection, camber, and vibration frequency and amplitude are not objectionable. Short- and long-term deflection and camber should be calculated and checked against serviceability requirements of the structure.

#### R8.3.2 حدود التشوه المحسوب

**R8.3.2.1** بالنسبة لبلاطات مستوية مسبقة الإجهاد مستمرة على بحرين أو أكثر في كل اتجاه، يجب ألا تتجاوز نسبة السمك - البحر عموماً 42 من أجل الأرضيات و 48 للأسقف؛ يمكن زيادة هذه الحدود إلى 48 و 52، على التوالي، إذا تحققت الحسابات من أن كل من التشوه الفوري وطويل المدى، والتقوس، وتكرار الاهتزاز واتساعها ليست موضع اعتراض. يجب حساب التشوهات على المدى القصير والطويل وتحقق من متطلبات الخدمة للمنشأ.

**R8.3.2.2** If any portion of a composite member is prestressed, or if the member is prestressed after the components have been cast, the provisions of 8.3.2.1 apply and deflections are to be calculated. For nonprestressed composite members, deflections need to be calculated and compared with the limiting values in Table 24.2.2, only when the thickness of the member or the precast part of the member is less than the minimum thickness given in Table 8.3.1.1. In unshored construction, the thickness of concern depends on whether the deflection before or after the attainment of effective composite action is being considered.

**R8.3.2.2** إذا كان أي جزء من عنصر مركب مسبقة الإجهاد، أو إذا كان العنصر مسبقة الإجهاد بعد التركيبات في هذه الحالة، فإن أحكام 8.3.2.1 تُطبق وتُحسب التشوهات. بالنسبة للعناصر المركبة الغير مسبقة الإجهاد، يجب حساب التشوهات ومقارنتها بالقيم المحددة في الجدول 24.2.2، فقط عندما يكون سمك العنصر أو نسبة جزء من العنصر أقل من الحد الأدنى للسمك الوارد في الجدول 8.3.1.1. في البناء الغير مدعم، تعتمد السماكة على ما إذا كان يجري النظر في التشوه قبل أو بعد تحقيق إجراء تركيب فعال.

### R8.3.3 Reinforcement strain limit in nonprestressed slabs

**R8.3.3.1** The basis for a reinforcement strain limit for two-way slabs is the same as that for beams. Refer to R9.3.3 for additional information.

#### R8.3.3 حد انفعال التسليح في بلاطات غير مسبقة الأجهاد

**R8.3.3.1** أساس حد انفعال التسليح في البلاطات ذات الاتجاهين هو نفس الأساس الخاص بالكميرات. الرجوع إلى R9.3.3 للحصول على معلومات إضافية.

## 8.4—Required strength

### 8.4.1 General

8.4.1.1 Required strength shall be calculated in accordance with the factored load combinations in **Chapter 5**.

#### 8.4 - المقاومة المطلوبة

##### 8.4.1 عام

8.4.1.1 تحسب المقاومة المطلوبة وفقاً لتراكيب الأحمال المصعدة في الفصل 5.

8.4.1.2 Required strength shall be calculated in accordance with the analysis procedures given in **Chapter 6**.

8.4.1.2 تحسب المقاومة المطلوبة وفقاً لإجراءات التحليل الواردة في الفصل 6.

8.4.1.3 For prestressed slabs, effects of reactions induced by prestressing shall be considered in accordance with **5.3.11**.

8.4.1.3 بالنسبة لبلاطات مسبقة الإجهاد، يتم اعتبار تأثيرات ردود الأفعال الناتجة عن الإجهاد المسبق وفقاً للمادة 5.3.11.

8.4.1.4 For a slab system supported by columns or walls, dimensions  $c_1$ ,  $c_2$ , and  $\ell_n$  shall be based on an effective support area. The effective support area is the intersection of the bottom surface of the slab, or drop panel or shear cap if present, with the largest right circular cone, right pyramid, or tapered wedge whose surfaces are located within the column and the capital or bracket and are oriented no greater than 45 degrees to the axis of the column.

8.4.1.4 بالنسبة لنظام البلاطة المرتكزة على أعمدة أو جدران، يجب أن تعتمد الأبعاد  $c_1$  و  $c_2$  و  $\ell_n$  على المساحة الفعالة للركيزة. المساحة الفعالة للركيزة هي تقاطع السطح السفلي للبلاطة، أو البلاطة المسقطة أو تاج القص إذا كان موجوداً، مع أكبر مخروط دائري مستقيم، أو هرم مستقيم، أو وتد مدبب توجد أسطحه داخل العمود وتاج العمود أو القوس، لا تتجه أكثر من 45 درجة إلى محور العمود.

8.4.1.5 A column strip is a design strip with a width on each side of a column centerline equal to the lesser of  $0.25\ell_2$  and  $0.25\ell_1$ . A column strip shall include beams within the strip, if present.

8.4.1.5 شريحة العمود هي شريحة تصميمية بعرض على كل جانب من خط مركز العمود يساوي أقل من  $0.25\ell_2$  و  $0.25\ell_1$ . يجب أن يتضمن شريحة العمود الكمرات داخل الشريحة، إن وجدت.

8.4.1.6 A middle strip is a design strip bounded by two column strips.

8.4.1.6 الشريحة الوسطية هو شريحة تصميمية يحدها شريحتين من الأعمدة.

## R8.4—Required strength

### R8.4.1 General

R8.4 - المقاومة المطلوبة  
R8.4.1 عام

**R8.4.1.2** Use of the equivalent frame method of analysis (refer to 8.11) or numerical analysis procedures is required for determination of both service and factored moments and shears for prestressed slab systems. The equivalent frame method of analysis has been shown by tests of large structural models to satisfactorily predict factored moments and shears in prestressed slab systems (Smith and Burns 1974; Burns and Hemakom 1977; Hawkins 1981; PTI DC10.5; Gerber and Burns 1971; Scordelis et al. 1959). The referenced research also shows that analysis using prismatic sections or other approximations of stiffness may provide erroneous and unsafe results. Section 8.11.6.5 is excluded from application to prestressed slab systems. Moment redistribution for prestressed slabs, however, is permitted in accordance with 6.6.5. Section 8.11.6.6 does not apply to prestressed slab systems because the distribution of moments between column strips and middle strips required by 8.11.6.6 is based on tests for nonprestressed concrete slabs. Simplified methods of analysis using average coefficients do not apply to prestressed concrete slab systems. PTI DC10.5 provides guidance for prestressed concrete slab systems.

**R8.4.1.2** يستلزم استخدام طريقة تحليل الإطار المكافئ (يرجى الرجوع إلى 8.11) أو إجراءات التحليل العددي من أجل تحديد كل من الخدمة والعزوم المصعدة والقص في البلاطات المسبقة الإجهاد. تم توضيح طريقة تحليل الإطار المكافئ من خلال اختبارات النماذج الإنشائية الكبيرة للتنبؤ بشكل مرضي للعزوم المصعدة وقوى القص في أنظمة البلاطات المسبقة الإجهاد (Smith and Burns 1974; Burns and Hemakom 1977; Hawkins 1981; Gerber and Burns 1971; PTI DC10.5; Scordelis et al. 1959). يوضح البحث المشار إليه أيضاً أن التحليل باستخدام مقاطع منشورية أو تقديرات تقريبية أخرى للجساءة قد يوفر نتائج خاطئة وغير آمنة. يستثنى القسم 8.11.6.5 من التطبيق على أنظمة البلاطات المسبقة الإجهاد. ومع ذلك، يُسمح بإعادة توزيع العزم لبلاطات مسبقة الإجهاد وفقاً لـ 6.6.5. لا ينطبق القسم 8.11.6.6 على أنظمة البلاطات مسبقة الإجهاد لأن توزيع العزوم بين شرائح العمود والشرائح المتوسطة التي تتطلبها 8.11.6.6 يعتمد على اختبارات بلاطات خرسانية غير مسبقة الإجهاد. إن طرق التحليل المبسطة باستخدام متوسطات المعاملات لا تنطبق على أنظمة البلاطات الخرسانية مسبقة الإجهاد. يوفر PTI DC10.5 إرشادات لأنظمة بلاطات الخرسانة مسبقة الإجهاد.



CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

**8.4.1.7** A panel is bounded by column, beam, or wall centerlines on all sides.

**8.4.1.7** يحد البلاطات بواسطة خطوط مركزية للأعمدة أو للكمرة أو للجدار من جميع الجوانب.

**8.4.1.8** For monolithic or fully composite construction supporting two-way slabs, a beam includes that portion of slab, on each side of the beam extending a distance equal to the projection of the beam above or below the slab, whichever is greater, but not greater than four times the slab thickness.

**8.4.1.8** بالنسبة للبناء المتجانس أو المركب بالكامل الذي يدعم بلاطات ثنائية الاتجاه، تشمل الكمرات جزء من البلاطة، على كل جانب من الكمرة يمتد مسافة مساوية لإسقاط الكمرة فوق أو أسفل البلاطة، أيهما أكبر، ولكن لا يزيد عن أربعة أضعاف سماكة البلاطة.

**8.4.1.9** Combining the results of a gravity load analysis with the results of a lateral load analysis shall be permitted.

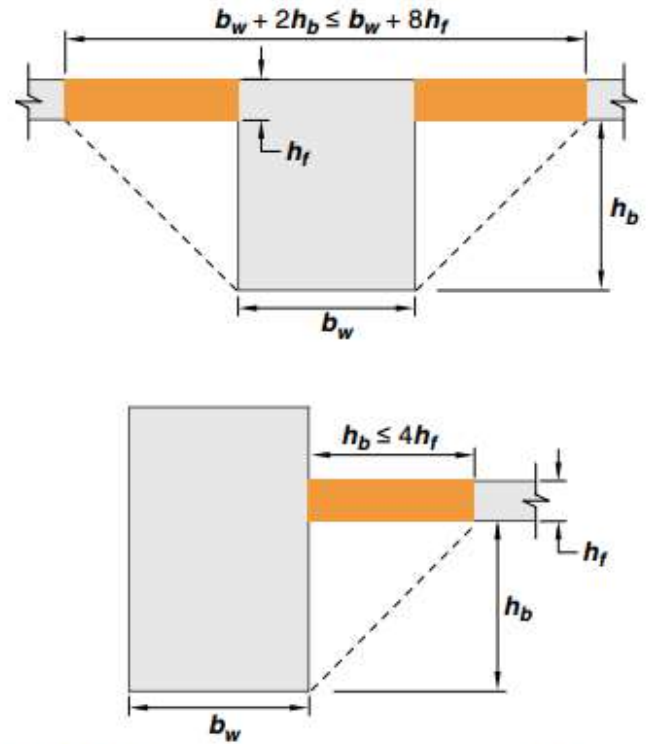
**8.4.1.9** يسمح باستخدام نتائج تحليل الحمولة الرأسية مع نتائج تحليل الحمولة الجانبية.

**R8.4.1.7** A panel includes all flexural elements between column centerlines. Thus, the column strip includes the beam, if any.

**R8.4.1.7** تحتوي البلاطة على جميع عناصر الانحناء بين خطوط مراكز الأعمدة. وهكذا، يشتمل شريحة العمود على الكمرات، إن وجدت.

**R8.4.1.8** For monolithic or fully composite construction, the beams include portions of the slab as flanges. Two examples of the rule are provided in Fig. R8.4.1.8.

**R8.4.1.8** للبناء المتجانس أو مركب بالكامل، وتشمل الكمرات أجزاء من البلاطة كما الشفة العليا في نفس الفئة. ويرد مثالان على القاعدة في الشكل R.8.4.1.8.



**Fig. R8.4.1.8**—Examples of the portion of slab to be included with the beam under 8.4.1.8.

#### 8.4.2 Factored moment

8.4.2.1 For slabs built integrally with supports,  $M_u$  at the support shall be permitted to be calculated at the face of support.

#### 8.4.2 العزم المصعد

8.4.2.1 بالنسبة للبلاطات المكونة بشكل متكامل مع الركيزة، يسمح بحساب  $M_u$  في الركيزة في وجه الركيزة.

#### 8.4.2.2 Factored slab moment resisted by the column

8.4.2.2.1 If gravity, wind, earthquake, or other loads cause a transfer of moment between the slab and column, a fraction of  $M_{sc}$ , the factored slab moment resisted by the column at a joint, shall be transferred by flexure in accordance with 8.4.2.2.2 through 8.4.2.2.5.

#### 8.4.2.2 عزم البلاطة المصعد المقاوم بواسطة العمود

8.4.2.2.1 إذا الاحمال الراسية والرياح والزلازل، أو غيرها من الاحمال سبب نقل العزم بين البلاطة والعمود، وهو جزء من  $M_{sc}$ ، عزم البلاطة المصعد المقاوم بواسطة العمود في المفصل، يتم نقلها بواسطة الانحناء وفقا مع 8.4.2.2.2 إلى 8.4.2.2.5.

8.4.2.2.2 The fraction of factored slab moment resisted by the column,  $\gamma_f M_{sc}$ , shall be assumed to be transferred by flexure, where  $\gamma_f$  shall be calculated by:

8.4.2.2.2 جزء عزم البلاطة المصعد المقاوم بواسطة العمود،  $\gamma_f M_{sc}$ ، يجب أن يفترض أن يتم تحويله بواسطة الانحناء، حيث تحسب  $\gamma_f$  حسب

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (8.4.2.2.2)$$

:

8.4.2.2.3 The effective slab width  $b_{slab}$  for resisting  $\gamma_f M_{sc}$  shall be the width of column or capital plus a distance on each side in accordance with Table 8.4.2.2.3.v

8.4.2.2.3 يجب أن يكون العرض الفعال للبلاطة  $b_{slab}$  لمقاومة  $\gamma_f M_{sc}$  هو عرض العمود أو تاج العمود بالإضافة إلى المسافة على كل جانب وفقاً للجدول v.8.4.2.2.3

Table 8.4.2.2.3—Dimensional limits for effective slab width

الجدول 8.4.2.2.3 - حدود الأبعاد للعرض الفعال للبلاطة

Distance on each side of column or capital		
Without drop panel or shear cap	Lesser	1.5h of slab
		Distance to edge of slab
With drop panel or shear cap	Lesser	1.5h of drop or cap
		Distance to edge of the drop or cap plus 1.5h of slab

#### R8.4.2 Factored moment

R8.4.2 العزم المصعد

#### R8.4.2.2 Factored slab moment resisted by the column

R8.4.2.2.1 This section is concerned primarily with slab systems without beams.

#### R8.4.2.2 عزم البلاطة المصعد المقاوم بواسطة العمود

R8.4.2.2.1 يختص هذا القسم في المقام الأول بأنظمة البلاطات بدون الكمرات.

R8.4.2.2.3 Unless measures are taken to resist the torsional and shear stresses, all reinforcement resisting that part of the moment to be transferred to the column by flexure should be placed between lines that are one and one-half the slab or drop panel thickness,  $1.5h$ , on each side of the column.

R8.4.2.2.3 ما لم يتم اتخاذ تدابير لمقاومة اجهادات الالتواء والقص، يجب وضع كل التسليح التي تقاوم ذلك الجزء من العزم التي سيتم نقلها إلى العمود عن طريق الانحناء الموجود بين الخطوط التي تكون 1.5 سماكة البلاطة أو البلاطة المسقطة على كل جانب من العمود.

**8.4.2.2.4** For nonprestressed slabs, where the limitations on  $v_{uv}$  and  $\epsilon_t$  in Table 8.4.2.2.4 are satisfied,  $\gamma_f$  shall be permitted to be increased to the maximum modified values provided in Table 8.4.2.2.4, where  $v_c$  is calculated in accordance with 22.6.5.

**8.4.2.2.4** بالنسبة للبلاطات الغير مسبقة الاجهاد ، حيث يتم استيفاء القيود المفروضة على  $v_{uv}$  و  $\epsilon_t$  في الجدول 8.4.2.2.4 ، يُسمح بزيادة  $\gamma_f$  إلى القيم القصوى المعدلة الواردة في الجدول 8.4.2.2.4 ، حيث تكون  $v_c$  محسوبة وفقاً لـ 22.6.5.

**R8.4.2.2.4** Some flexibility in distribution of  $M_{sc}$  transferred by shear and flexure at both exterior and interior columns is possible. Interior, exterior, and corner columns refer to slab-column connections for which the critical perimeter for rectangular columns has four, three, and two sides, respectively. At exterior columns, for  $M_{sc}$  resisted about an axis parallel to the edge, the portion of moment transferred by eccentricity of shear  $\gamma_v M_{sc}$  may be reduced, provided that the factored shear at the column (excluding the shear produced by moment transfer) does not exceed 75 percent of the shear strength  $\phi v_c$  as defined in 22.6.5.1 for edge columns, or 50 percent for corner columns. Tests (Moehle 1988; ACI 352.1R) indicate that there is no significant interaction between shear and  $M_{sc}$  at the exterior column in such cases. Note that as  $\gamma_v M_{sc}$  is decreased,  $\gamma_f M_{sc}$  is increased. At interior columns, some flexibility in distributing  $M_{sc}$  transferred by shear and flexure is possible, but with more severe limitations than for exterior columns. For interior columns,  $M_{sc}$  transferred by flexure is permitted to be increased up to 25 percent, provided that the factored shear (excluding the shear caused by the moment transfer) at the interior columns does not exceed 40 percent of the shear strength  $\phi v_c$  as defined in 22.6.5.1. If the factored shear for a slab-column connection is large, the slab-column joint cannot always develop all of the reinforcement provided in the effective width. The modifications for interior slab-column connections in this provision are permitted only where the reinforcement required to develop  $\gamma_f M_{sc}$  within the effective width has a net tensile strain  $\epsilon_t$  not less than  $\epsilon_{ty} + 0.008$ , where the value of  $\epsilon_{ty}$  is determined in 21.2.2. The use of Eq. (8.4.2.2.2) without the modification permitted in this provision will generally indicate overstress conditions on the joint. This provision is intended to improve ductile behavior of the slab-column joint. If reversal of moments occurs at opposite faces of an interior column, both top and bottom reinforcement should be concentrated within the effective width. A ratio of top-to-bottom reinforcement of approximately 2 has been observed to be appropriate. Before the 2019 Code, the strain limits on  $\epsilon_t$  in Table 8.4.2.2.4 were constants of 0.004 and 0.010. Beginning with the 2019 Code, to accommodate nonprestressed reinforcement of higher grades, these limits are replaced by the expressions  $\epsilon_{ty} + 0.003$  and  $\epsilon_{ty} + 0.008$ , respectively. The first expression is the same expression as used for the limit on  $\epsilon_t$  for classification of tension-controlled members in Table 21.2.2; this expression is further described in Commentary R21.2.2. The second expression provides a limit on  $\epsilon_t$  with Grade 420 reinforcement that is approximately the same value as the former constant of 0.010.

R8.4.2.2.4 بعض إمكانية توزيع Msc المنقولة بواسطة القص والتواجد في كل من الأعمدة الخارجية والداخلية ممكنة. تشير الأعمدة الداخلية والخارجية والركنية إلى وصلات عمود-بلاطة التي يكون للمحيط الحرج للأعمدة المستطيلة أربعة جوانب وثلاثة وجانبين على التوالي. في الأعمدة الخارجية ، لمقاومة Msc حول محور مواز للحافة ، يمكن تقليل جزء العزم المنتقل بواسطة اللامركزية للقص  $M_{sc} \gamma_v$  ، بشرط ألا يتجاوز القص المصعد في العمود (باستثناء القص الناتج عن نقل العزم) 75 بالمائة من مقاومة القص  $\phi_v c$  كما هو محدد في 22.6.5.1 للأعمدة الطرفية ، أو 50 بالمائة للأعمدة الركنية. الاختبارات (ACI 352.1R؛ Moehle 1988) تشير إلى أنه لا يوجد تفاعل كبير بين القص و Msc في العمود الخارجي في مثل هذه الحالات. لاحظ أنه مع انخفاض  $M_{sc} \gamma_v$  ، يتم زيادة Msc  $\gamma_f$  في الأعمدة الداخلية ، يمكن تحقيق بعض القابلية في توزيع Msc المنقولة بواسطة القص والانحناء ، ولكن مع قيود أكثر صرامة من الأعمدة الخارجية. بالنسبة للأعمدة الداخلية ، يُسمح بزيادة Msc المنقولة عن طريق الانحناء إلى 25 في المائة ، بشرط ألا يتجاوز القص الذي تم حسابه (باستثناء القص الناتج عن العزم المنتقل) في الأعمدة الداخلية 40 في المائة من مقاومة القص  $\phi_v c$  كما هو مذكور في 22.6.5.1. إذا كان القص الذي تم حسابه مفصل عمود -بلاطة كبيراً ، فلا يمكن دائماً لمفصل عمود -بلاطة تثبيت جميع التسليح المتوفر في العرض الفعال. لا يُسمح بتعديلات وصلات عمود-بلاطة الداخلة في هذا البند إلا عندما يكون التسليح المطلوب لتثبيت Msc Mf داخل العرض الفعال له انفعال شد صافية لا تقل عن  $\epsilon_r + 0.008$  ، حيث يتم تحديد قيمة  $\epsilon_r$  في 21.2.2. استخدام المعادلة. (8.4.2.2.2) بدون التعديل المسموح به في هذا البند سيشير بشكل عام إلى حالات إجهاد زائد على المفصل. يهدف هذا البند إلى تحسين سلوك المتانة لمفصل عمود -بلاطة. في حالة حدوث انعكاس للعزم على أوجه متقابلة لعمود داخلي ، يجب تركيز كل من التسليح العلوي والسفلي ضمن العرض الفعال. وقد لوحظ أن نسبة التسليح العلوي والسفلي التي تبلغ 2 تقريباً مناسبة. قبل كود 2019 ، كانت حدود الانفعال على  $\epsilon_t$  في الجدول 8.4.2.2.4 ثوابت 0.004 و 0.010. بدءاً من قانون 2019 ، لاستيعاب التسليح الغير مسبق الاجهاد للدرجات الأعلى ، يتم استبدال هذه الحدود بالتعبيرات  $\epsilon_{ty} + 0.003$  و  $\epsilon_{ty} + 0.008$  ، على التوالي. التعبير الاول هو نفس التعبير المستخدم في الحد على  $\epsilon_t$  لتصنيف العناصر المحكمة بالشد في الجدول 21.2.2 ؛ يتم وصف هذا التعبير بشكل أكبر في التعليق R21.2.2. يوفر التعبير الثاني حداً على  $\epsilon_t$  مع تسليح بدرجة 420 الذي يساوي تقريباً نفس قيمة الثابت السابق 0.010.

Table 8.4.2.2.4—Maximum modified values of  $\gamma_f$  for nonprestressed two-way slabs

الجدول 8.4.2.2.4 - القيم المعدلة القصوى لـ  $\gamma_f$  للبلاطات الغير مسبقة الاجهاد ذات الاتجاهين

Column location	Span direction	$v_{uv}$	$\varepsilon_s$ (within $b_{slab}$ )	Maximum modified $\gamma_f$
Corner column	Either direction	$\leq 0.5\phi v_c$	$\geq \varepsilon_{sy} + 0.003$	1.0
Edge column	Perpendicular to the edge	$\leq 0.75\phi v_c$	$\geq \varepsilon_{sy} + 0.003$	1.0
	Parallel to the edge	$\leq 0.4\phi v_c$	$\geq \varepsilon_{sy} + 0.008$	$\frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1.0$
Interior column	Either direction	$\leq 0.4\phi v_c$	$\geq \varepsilon_{sy} + 0.008$	$\frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1.0$

#### CODE الكود

#### COMMENTARY التعليق

8.4.2.2.5 Concentration of reinforcement over the column by closer spacing or additional reinforcement shall be used to resist moment on the effective slab width defined in 8.4.2.2.2 and 8.4.2.2.3.

8.4.2.2.5 يجب استخدام تركيز التسليح على العمود بمسافة أقرب أو تسليح إضافي لمقاومة العزم على العرض الفعال للبلاطة المحدد في 8.4.2.2.2 و 8.4.2.2.3.

8.4.2.2.6 The fraction of  $M_{sc}$  not calculated to be resisted by flexure shall be assumed to be resisted by eccentricity of shear in accordance with 8.4.4.2.

8.4.2.2.6 جزء من  $M_{sc}$  يكون محسوباً على أن يقاومه الانحناء يجب أن يفترض أن يقاومه اللامركزية للقص وفقاً 8.4.4.2.

#### 8.4.3 Factored one-way shear

8.4.3.1 For slabs built integrally with supports,  $V_u$  at the support shall be permitted to be calculated at the face of support.

8.4.3 القص المصعد في اتجاه واحد  
8.4.3.1 بالنسبة للبلاطات المبنية بشكل متكامل مع الركائز، يُسمح بحساب  $V_u$  في الركيزة عند وجه الركيزة.

8.4.3.2 Sections between the face of support and a critical section located  $d$  from the face of support for nonprestressed slabs and  $h/2$  from the face of support for prestressed slabs shall be permitted to be designed for  $V_u$  at that critical section if (a) through (c) are satisfied:

- (a) Support reaction, in direction of applied shear, introduces compression into the end regions of the slab.
- (b) Loads are applied at or near the top surface of the slab.
- (c) No concentrated load occurs between the face of support and critical section.

8.4.3.2 يجب أن تكون المقاطع بين وجه الركيزة والمقطع الحرج الواقع على أساس  $d$  من وجه الركيزة للبلاطات الغير مسبقة الأجهاد و  $h/2$  من وجه الركيزة للبلاطات مسبقة الأجهاد، مصممة لـ  $V_u$  في هذا المقطع الحرج إذا (أ) حتى (ج) مستوفاة:

- (أ) ردة فعل الركيزة، في اتجاه القص المطبق، يدخل الضغط في المناطق النهائية للبلاطة.
- (ب) يتم تطبيق الأحمال على السطح العلوي للبلاطة أو بالقرب منه.
- (ج) لا يحدث تحميل مركز بين وجه الركيزة والمقطع الحرج.

#### 8.4.4 Factored two-way shear

##### 8.4.4.1 Critical section

8.4.4.1.1 Slabs shall be evaluated for two-way shear in the vicinity of columns, concentrated loads, and reaction areas at critical sections in accordance with 22.6.4.

8.4.4 القص المصعد في اتجاهين  
8.4.4.1 المقطع الحرج  
8.4.4.1.1 يجب تقييم البلاطات للقص في اتجاهين في المناطق القريبة من الأعمدة والأحمال المركزة ومناطق رد الفعل في المقاطع الحرجة طبقاً لـ 22.6.4.

8.4.4.1.2 Slabs reinforced with stirrups or headed shear stud reinforcement shall be evaluated for two-way shear at critical sections in accordance with 22.6.4.2.

8.4.4.1.2 يجب تقييم البلاطات المسلحة مع الكانات أو تسليح مسمار رأس القص للقص في اتجاهين في المقاطع الحرجة طبقاً لـ 22.6.4.2.

**R8.4.4 Factored two-way shear**—The calculated shear stresses in the slab around the column are required to conform to the requirements of 22.6.

R8.4.4 القص المصعد في اتجاهين - يلزم إجهاد القص المحسوب في البلاطة حول العمود ليتوافق مع متطلبات 22.6.



## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

### 8.4.4.2 Factored two-way shear stress due to shear and factored slab moment resisted by the column

8.4.4.2 إجهاد القص ثنائي الاتجاه المصعد بسبب القص وعزم البلاطة المصعد المقاوم بواسطة العمود

8.4.4.2.1 For two-way shear with factored slab moment resisted by the column, factored shear stress  $v_u$  shall be calculated at critical sections in accordance with 8.4.4.1. Factored shear stress  $v_u$  corresponds to a combination of  $v_{ug}$  and the shear stress produced by  $\gamma_v M_{sc}$ , where  $\gamma_v$  is given in 8.4.4.2.2 and  $M_{sc}$  is given in 8.4.2.3.1.

8.4.4.2.1 بالنسبة للقص ذو الاتجاهين وعزم البلاطة المصعد المقاوم بواسطة العمود، يتم حساب إجهاد القص المصعد عند المقاطع الحرجة طبقاً لـ 8.4.4.1. يقابل إجهاد القص المصعد  $v_u$  مجموعة من  $v_{ug}$  وإجهاد القص الذي ينتجه  $\gamma_v M_{sc}$ ، حيث  $\gamma_v$  معطى في 8.4.4.2.2 و  $M_{sc}$  موضح في 8.4.2.3.1.

8.4.4.2.2 The fraction of  $M_{sc}$  transferred by eccentricity of shear,  $\gamma_v M_{sc}$ , shall be applied at the centroid of the critical section in accordance with 8.4.4.1, where:

8.4.4.2.2 يتم تطبيق جزء من  $M_{sc}$  المنقولة بواسطة اللامركزية للقص،  $\gamma_v M_{sc}$ ، عند النقطة المركزية للمقطع الحرج وفقاً لـ 8.4.4.1، حيث:

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \quad (8.4.4.2.2)$$

### R8.4.4.2 Factored two-way shear stress due to shear and factored slab moment resisted by the column

R8.4.4.2 إجهاد القص ثنائي الاتجاه المصعد بسبب القص وعزم البلاطة المصعد المقاوم بواسطة العمود

R8.4.4.2.2 Hanson and Hanson (1968) found that where moment is transferred between a column and a slab, 60 percent of the moment should be considered transferred by flexure across the perimeter of the critical section defined in 22.6.4.1, and 40 percent by eccentricity of the shear about the centroid of the critical section. For rectangular columns, the portion of the moment transferred by flexure increases as the width of the face of the critical section resisting the moment increases, as given by Eq. (8.4.2.3.2). Most of the data in Hanson and Hanson (1968) were obtained from tests of square columns. Limited information is available for round columns; however, these can be approximated as square columns having the same cross-sectional area.

R8.4.4.2.2 وجد هانسون وهانسون (1968) أنه عندما ينتقل العزم بين عمود وبلاطة، يجب اعتبار 60٪ من العزم المنقولة بواسطة الانحناء عبر محيط المقطع الحرج المحدد في 22.6.4.1، و 40 النسبة المنوية من خلال اللامركزية غير المحدود للقص حول المركز للمقطع الحرج. للأعمدة مستطيلة الشكل، وجزء من عزم نقل بزيادات الانحناء كما عرض على وجه مقطع حرج مقاومة الزيادات للعزم، والتي قدمها المعادلة (8.4.2.3.2). تم الحصول على معظم البيانات في هانسون وهانسون (1968) من اختبارات أعمدة مربعة. معلومات محدودة متاحة للأعمدة الدائرية؛ ومع ذلك، يمكن تقريب هذه كأعمدة مربعة وفقاً لـ 8.10.1.3.

## CODE

### الكود

**8.4.4.2.3** The factored shear stress resulting from  $\gamma_v M_{sc}$  shall be assumed to vary linearly about the centroid of the critical section in accordance with 8.4.4.1.

**8.4.4.2.3** يفترض أن يكون أجهاد القص المصعد الناتج عن  $\gamma_v M_{sc}$  مختلفاً خطياً حول النقطة المركزية للمقطع الحرج وفقاً لـ 8.4.4.1.

## COMMENTARY

### التعليق

**R8.4.4.2.3** The stress distribution is assumed as illustrated in Fig. R8.4.4.2.3 for an interior or exterior column. The perimeter of the critical section,  $ABCD$ , is determined in accordance with 22.6.4.1. The factored shear stress  $v_{ug}$  and factored slab moment resisted by the column  $M_{sc}$  are determined at the centroidal axis  $c-c$  of the critical section. The maximum factored shear stress may be calculated from:

**R8.4.4.2.3** يفترض توزيع الإجهاد على النحو المبين في الشكل R8.4.4.2.3 لعمود داخلي أو خارجي. يتم تحديد محيط المقطع الحرج،  $ABCD$  ، وفقاً لـ 22.6.4.1. يتم تحديد أجهاد القص المصعد  $v_{ug}$  وعزم البلاطة المصعد بواسطة عمود  $M_{sc}$  على المحور المركزي  $c-c$  للمقطع الحرج. يمكن حساب أقصى أجهاد قص مصعد من المعادلة:

$$v_{u,AB} = v_{ug} + \frac{\gamma_v M_{sc} c_{AB}}{J_c}$$

or

$$v_{u,CD} = v_{ug} - \frac{\gamma_v M_{sc} c_{CD}}{J_c}$$

where  $\gamma_v$  is given by Eq. (8.4.4.2.2). For an interior column,  $J_c$  may be calculated by:

$J_c$  = property of assumed critical section analogous to polar moment of inertia

حيث  $\gamma_v$  معطى في المعادلة (8.4.4.2.2) . بالنسبة لعمود داخلي، يمكن حساب  $J_c$  من خلال:

$J_c$  = خاصية المقطع الحرج المفترض المشابه لعزم القصور الذاتي القطبي

$$= \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

Similar equations may be developed for  $J_c$  for columns located at the edge or corner of a slab. The fraction of  $M_{sc}$  not transferred by eccentricity of the shear should be transferred by flexure in accordance with 8.4.2.3. A conservative method assigns the fraction transferred by flexure over an effective slab width defined in 8.4.2.3.3. Often, column strip reinforcement is concentrated near the column to accommodate  $M_{sc}$ . Available test data (Hanson and Hanson 1968) seem to indicate that this practice does not increase shear strength but may be desirable to increase the stiffness of the slab-column junction. Test data (Hawkins 1981) indicate that the moment transfer strength of a prestressed slab-to-column connection can be calculated using the procedures of 8.4.2.3 and 8.4.4.2. Where shear reinforcement has been used, the critical section beyond the shear reinforcement generally has a polygonal shape (Fig. R8.7.6d and e). Equations for calculating shear stresses on such sections are given in ACI 421.1R.

يمكن تطوير معادلات مشابهة لـ  $J_c$  للأعمدة الموجودة على حافة أو ركن البلاطة. ينبغي نقل جزء من  $M_{sc}$  لا تنقل عن طريق اللامركزية للقص بل عن طريق الانحناء وفقا 8.4.2.3. تقوم الطريقة المتحفظة بتعيين الجزء المنقولة بواسطة الانحناء على العرض الفعال للبلاطة كما تم تحديدها في 8.4.2.3.3. في كثير من الأحيان، يتم تركيز تسليح شريحة العمود بالقرب من العمود لاستيعاب  $M_{sc}$ . يبدو أن بيانات الاختبار المتوفرة (Hanson and Hanson 1968) تشير إلى أن هذا التطبيق لا يزيد من مقاومة القص ولكن قد يكون من المرغوب فيه زيادة جساءة تقاطع عمود-البلاطة. تشير بيانات الاختبار (هوكينز 1981) إلى أنه يمكن حساب قوة نقل العزم من وصلة بلاطة مسبقة الاجهاد إلى عمود باستخدام إجراءات 8.4.2.3 و 8.4.4.2. عند استخدام تسليح القص، يكون المقطع الحرج وراء تسليح القص بشكل عام له شكل مضلع (الشكل R8.7.6d و e). المعادلات لحساب أجهادات القص على هذه المقاطع واردة في ACI 421.1R.

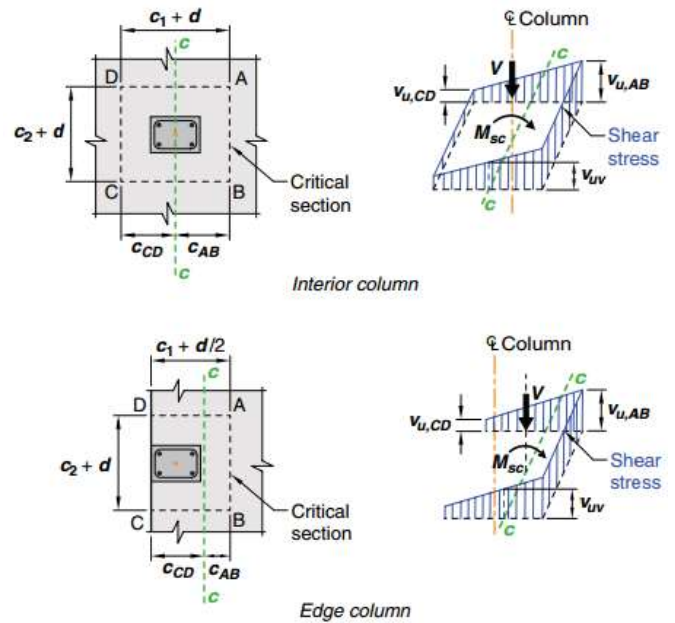


Fig. R8.4.4.2.3—Assumed distribution of shear stress.

## 8.5—Design strength

### 8.5.1 General

#### 8.5 - المقاومة التصميمية

##### 8.5.1 عام

**8.5.1.1** For each applicable factored load combination, design strength shall satisfy  $\phi S_n \geq U$ , including (a) through (d). Interaction between load effects shall be considered.

- (a)  $\phi M_n \geq M_u$  at all sections along the span in each direction
- (b)  $\phi M_n \geq \gamma_f M_{sc}$  within  $b_{slab}$  as defined in 8.4.2.3.3
- (c)  $\phi V_n \geq V_u$  at all sections along the span in each direction for one-way shear
- (d)  $\phi v_n \geq v_u$  at the critical sections defined in 8.4.4.1 for two-way shear

**8.5.1.1** بالنسبة لكل تركيبة حمل مصعد، يجب تلبية المقاومة التصميمية  $\phi S_n \geq U$ ، بما في ذلك (أ) إلى (د). ينبغي النظر في التفاعل بين تأثيرات الحمولة. (أ)  $\phi M_n \geq M_u$  (في جميع المقاطع على طول البحر في كل اتجاه) (ب)  $\phi M_n \geq \gamma_f M_{sc}$  (داخل  $b_{slab}$  كما هو محدد في 8.4.2.3.3) (ج)  $\phi V_n \geq V_u$  (في جميع المقاطع على طول البحر في كل اتجاه للقص في اتجاه واحد). (د)  $\phi v_n \geq v_u$  (في المقاطع الحرجة المحددة في 8.4.4.1 من أجل القص في اتجاهين)

**8.5.1.2**  $\phi$  shall be in accordance with 21.2.

8.5.1.2  $\phi$  يجب أن يكون وفقاً لـ 21.2.

## 8.5.2 Moment

8.5.2.1  $M_n$  shall be calculated in accordance with 22.3.

### 8.5.2 العزم

8.5.2.1  $M_n$  تحسب وفقاً لـ 22.3.

8.5.2.2 In calculating  $M_n$  for nonprestressed slabs with a drop panel, the thickness of the drop panel below the slab shall not be assumed to be greater than one-fourth the distance from the edge of drop panel to the face of column or column capital.

8.5.2.2 عند حساب  $M_n$  للبلاطات الغير مسبقة الإجهاد مع بلاطة السقوط، يجب ألا يفترض أن سمك بلاطة السقوط أسفل البلاطة يكون أكبر من ربع المسافة من حافة بلاطة السقوط إلى وجه العمود أو تاج العمود.

8.5.2.3 In calculating  $M_n$  for prestressed slabs, external tendons shall be considered as unbonded unless the external tendons are effectively bonded to the slab along its entire length.

8.5.2.3 عند حساب  $M_n$  للبلاطات مسبقة الإجهاد، يجب اعتبار كابلات الشد الخارجية غير مترابطة ما لم يتم ربط كابلات الشد الخارجية فعلياً بالبلاطة بطولها الكامل.

## R8.5—Design strength

### R8.5.1 General

#### R8.5 - المقاومة التصميمية

##### R8.5.1 عام

R8.5.1.1 Refer to R9.5.1.1.

R8.5.1.1 الرجوع إلى R9.5.1.1

### 8.5.3 Shear

8.5.3.1 Design shear strength of slabs in the vicinity of columns, concentrated loads, or reaction areas shall be the more severe of 8.5.3.1.1 and 8.5.3.1.2.

#### 8.5.3 القص

8.5.3.1 يجب أن تكون مقاومة القص للبلاطات في المناطق القريبة من الأعمدة أو الأحمال المركزة أو مناطق ردود الأفعال أكثر شدة من 8.5.3.1.1 و 8.5.3.1.2.

8.5.3.1.1 For one-way shear, where each critical section to be investigated extends in a plane across the entire slab width,  $V_n$  shall be calculated in accordance with 22.5.

8.5.3.1. بالنسبة إلى القص أحادي الاتجاه، حيث يمتد كل مقطع حرج يتم التحقيق فيه في المستوى عبر عرض البلاطة بالكامل، يتم حساب  $V_n$  وفقاً لـ 22.5.

8.5.3.1.2 For two-way shear,  $v_n$  shall be calculated in accordance with 22.6.

8.5.3.1.2 بالنسبة إلى القص ذو الاتجاهين ، يُحسب  $v_n$  وفقاً لـ 22.6.

8.5.3.2 For composite concrete slabs, horizontal shear strength  $V_{nh}$  shall be calculated in accordance with 16.4.

8.5.3.2 بالنسبة للبلاطات الخرسانية المركبة ، يتم حساب قوة القص الأفقي  $V_{nh}$  وفقاً لـ 16.4.

### 8.5.4 Openings in slab systems

8.5.4.1 Openings of any size shall be permitted in slab systems if shown by analysis that all strength and serviceability requirements, including the limits on deflections, are satisfied.

#### 8.5.4 الفتحات في أنظمة البلاطات

8.5.4.1 يسمح بالفتحات من أي حجم في أنظمة البلاطات إذا تبين من التحليل أنه يتم استيفاء جميع متطلبات المقاومة والخدمة ، بما في ذلك حدود التشوهات.

### R8.5.3 Shear

R8.5.3.1 Differentiation should be made between a long and narrow slab acting as a beam, and a slab subject to two-way action where failure may occur by punching along a truncated cone or pyramid around a concentrated load or reaction area.

#### R8.5.3 القص

R8.5.3.1 يجب عمل تمييز بين بلاطة طويلة وضيقة تعمل ككمرة ، وبلاطة ذات اتجاهين معرضة حيث قد يحدث الانهيار عن طريق الثقب (القص في اتجاهين) على طول مخروط أو هرم مقطوع حول حمل مركز أو منطقة ردود الأفعال.

8.5.4.2 As an alternative to 8.5.4.1, openings shall be permitted in slab systems without beams in accordance with (a) through (d).

(a) Openings of any size shall be permitted in the area common to intersecting middle strips, but the total quantity of reinforcement in the panel shall be at least that required for the panel without the opening. (b) At two intersecting column strips, not more than one eighth the width of column strip in either span shall be interrupted by openings. A quantity of reinforcement at least equal to that interrupted by an opening shall be added on the sides of the opening. (c) At the intersection of one column strip and one middle strip, not more than one-fourth of the reinforcement in either strip shall be interrupted by openings. A quantity of reinforcement at least equal to that interrupted by an opening shall be added on the sides of the opening. (d) If an opening is located within a column strip or closer than  $10h$  from a concentrated load or reaction area, 22.6.4.3 shall be satisfied.

8.5.4.2 كبديل للفقرة 8.5.4.1 ، يُسمح بالفتحات في أنظمة بلاطات بدون كمرات وفقاً لـ (أ) إلى (د).

(أ) يسمح بالفتحات من أي حجم في المنطقة المشتركة بين الشرائح المتقاطعة، ولكن يجب أن تكون الكمية الإجمالية للتسليح في البلاطة على الأقل المطلوبة للبلاطة بدون الفتحة. (ب) عند شريحتي عمود متقاطعتين، لا يزيد عرضهما عن شريحة العمود في كامل البحر، يجب أن تتقطع بواسطة الفتحات. يجب إضافة كمية من التسليح على الأقل مساوية لتلك التي تقطعها فتحة على جوانب الفتحة.

(ج) عند تقاطع شريحة واحدة للعمود وشريحة متوسطة، لا ينقطع أكثر من ربع التسليح في أي من الفتحات. يجب إضافة كمية من التسليح على الأقل مساوية لتلك التي تقطعها فتحة على جوانب الفتحة.

(د) إذا كان يوجد فتحة داخل شريحة عمود أو أقرب من  $10h$  من حمل مركز أو منطقة رد فعل ، فيجب أن يتم استيفاء 22.6.4.3.



## 8.6—Reinforcement limits

### 8.6 - حدود التسليح

#### 8.6.1 Minimum flexural reinforcement in nonprestressed slabs

##### 8.6.1 الحد الأدنى لتسليح الانحناء في البلاطات الغير مسبقة الأجهاد

**8.6.1.1** A minimum area of flexural reinforcement,  $A_{s,min}$  of **0.0018A<sub>g</sub>**, or as defined in 8.6.1.2, shall be provided near the tension face of the slab in the direction of the span under consideration.

**8.6.1.1** يجب توفير أقل مساحة لتسليح الانحناء ، على الأقل **A0.0018** جم ، أو كما هو محدد في 8.6.1.2 ، بالقرب من وجه الشد للبلاطة في اتجاه الامتداد قيد النظر.

## R8.6—Reinforcement limits

### R8.6 - حدود التسليح

#### R8.6.1 Minimum flexural reinforcement in nonprestressed slabs

##### R8.6.1 الحد الأدنى من تسليح الانحناء في البلاطات الغير مسبقة الأجهاد

**R8.6.1.1** The required area of deformed or welded wire reinforcement used as minimum flexural reinforcement is the same as that required for shrinkage and temperature in 24.4.3.2. However, whereas shrinkage and temperature reinforcement is permitted to be distributed between the two faces of the slab as deemed appropriate for specific conditions, minimum flexural reinforcement should be placed as close as practicable to the face of the concrete in tension due to applied loads. Figure R8.6.1.1 illustrates the arrangement of minimum reinforcement required near the top of a two-way slab supporting uniform gravity load. The bar cutoff points are based on the requirements shown in Fig. 8.7.4.1.3a. To improve crack control and to intercept potential punching shear cracks with tension reinforcement, the licensed design professional should consider specifying continuous reinforcement in each direction near both faces of thick two-way slabs, such as transfer slabs, podium slabs, and mat foundations. Also refer to R8.7.4.1.3.

**R8.6.1.1** إن المساحة المطلوبة من تسليح الأسلاك المحلزن أو الملحومة المستخدمة كحد أدنى من تسليح الانحناء هي نفسها المطلوبة للانكماش والحرارة في 24.4.3.2. ومع ذلك، في حين يسمح بتوزيع الانكماش ودرجة الحرارة بين وجهي بلاطة حسب ما تراه مناسباً للظروف المحددة، يجب وضع الحد الأدنى من تسليح الانحناء في أقرب ما يمكن عملياً على وجه الخرسانة في الشد بسبب الأحمال المطبقة. يوضح الشكل R8.6.1.1 ترتيب الحد الأدنى من التسليح المطلوب بالقرب من الجزء العلوي من البلاطة ذو اتجاهين يدعم الحمل الرأسي المنتظم. تستند نقاط قطع السليخ إلى المتطلبات الموضحة في الشكل 8.7.4.1.3a. ولتحسين التحكم في الشقوق واعتراض تشققات القص المحتملة مع تسليح الشد ، يجب على محترف التصميم المرخص أن يفكر في تحديد التسليح المستمر في كل اتجاه بالقرب من وجهي الأساسات الحصرية ثنائية الاتجاه، مثل بلاطة النقل ، و بلاطة المنصات ، و أساسات الحواف. راجع أيضاً

R8.7.4.1.3.

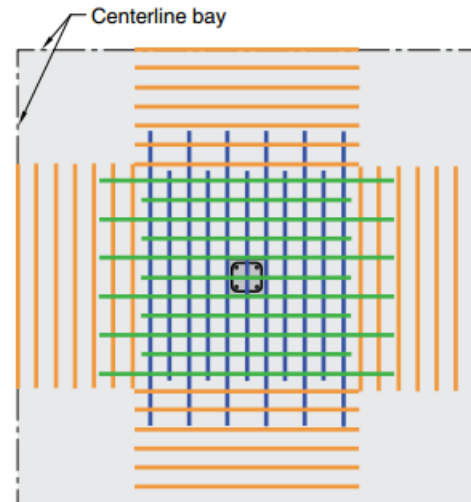


Fig. R8.6.1.1—Arrangement of minimum reinforcement near the top of a two-way slab.

## CODE

### الكود

8.6.1.2 If  $v_{uv} > \phi 2\lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$  on the critical section for two-way shear surrounding a column, concentrated load, or reaction area,  $A_{s,min}$ , provided over the width  $b_{slab}$ , shall satisfy Eq. (8.6.1.2)

8.6.1.2 إذا كان  $v_{uv} > \phi 2\lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$  على المقطع الحرج للقص ثنائي الاتجاه حول عمود أو حمل مركز أو منطقة رد فعل ،  $A_{s,min}$  ، الموجودة على عرض  $b_{slab}$  ، يجب أن يستوفي المعادلة (8.6.1.2)

$$A_{s,min} = \frac{5 v_{uv} b_{slab} b_o}{\phi \alpha_s f_y} \quad (8.6.1.2)$$

where  $b_{slab}$  is the width specified in 8.4.2.2.3,  $\alpha_s$  is given in 22.6.5.3,  $\phi$  is the value for shear, and  $\lambda_s$  is given in 22.5.5.1.3.

حيث  $b_{slab}$  هو العرض المحدد في 8.4.2.2.3 ،  $\alpha_s$  معطاة في 22.6.5.3 ،  $\phi$  هي قيمة القص ، و  $\lambda_s$  في 22.5.5.1.3.

## COMMENTARY

### التعليق

R8.6.1.2 Tests on interior column-to-slab connections with lightly reinforced slabs with and without shear reinforcement (Peiris and Ghali 2012; Hawkins and Ospina 2017; Widiyanto et al. 2009; Muttoni 2008; Dam et al. 2017) have shown that yielding of the slab flexural tension reinforcement in the vicinity of the column or loaded area leads to increased local rotations and opening of any inclined crack existing within the slab. In such cases, sliding along the inclined crack can cause a flexure-driven punching failure at a shear force less than the strength calculated by the two-way shear equations of Table 22.6.5.2 for slabs without shear reinforcement and less than the strength calculated in accordance with 22.6.6.3 for slabs with shear reinforcement. Tests of slabs with flexural reinforcement less than  $A_{s,min}$  have shown that shear reinforcement does not increase the punching shear strength. However, shear reinforcement may increase plastic rotations prior to the flexure-driven punching failure (Peiris and Ghali 2012). Inclined cracking develops within the depth of the slab at a shear stress of approximately  $0.17\lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$ . At higher shear stresses, the possibility of a flexure-driven punching failure increases if  $A_{s,min}$  is not satisfied.  $A_{s,min}$  was developed for an interior column, such that the factored shear force on the critical section for shear equals the shear force associated with local yielding at the column faces. To derive Eq. (8.6.1.2) the shear force associated with local yielding was taken as  $8A_{s,min}f_y d b_{slab}$  for an interior column connection (Hawkins and Ospina 2017) and generalized as  $(\alpha_s/5)A_{s,min}f_y d b_{slab}$  to account for edge and corner conditions.  $A$  also needs to be provided at the periphery of drop panels and shear caps. Commentary on size effect factor is provided in R22.5.5.1 and R22.6.5.2.

R8.6.1.2 اختبارات وصلات داخلية لـ عمود - بلاطة مع بلاطات بتسليح خفيف مع وبدون تسليح القص (Peiris and Ghali 2012 ؛ Hawkins and Ospina 2017 ؛ Widiyanto et al. 2009 ؛ Muttoni 2008 ؛ Dam et al. 2017) أوضحت أن الخضوع لتسليح انحناء الشد للبلاطة بالقرب من العمود أو المنطقة المحملة يؤدي إلى زيادة الدوران المحلي وفتح أي شقوق مائلة موجودة داخل البلاطة. في مثل هذه الحالات ، يمكن للانزلاق على طول التشقق المائل أن يسبب انهيار الاختراق مدفوعاً بانحناء أقل من المقاومة المحسوبة بواسطة معادلات القص ذات الاتجاهين في الجدول 22.6.5.2 للبلاطات بدون تسليح القص وأقل من المقاومة المحسوبة طبقاً 22.6.6.3 للبلاطات مع تسليح القص. أظهرت اختبارات البلاطات ذات تسليح الانحناء أقل من  $A_{s,min}$  ، أن تسليح القص لا يزيد من مقاومة اختراق القص. ومع ذلك ، فإن تسليح القص قد تزيد من الدوران اللدن قبل انهيار الاختراق مدفوعاً بالانحناء (Peiris and Ghali 2012). يتطور التشقق المائل داخل عمق البلاطة عند إجهاد قص يبلغ حوالي  $0.17\lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$ . عند إجهاد القص العالي ، تزداد احتمالية حدوث انهيار الاختراق مدفوعاً بالانحناء إذا لم يتم استيفاء  $A_{s,min}$ . كما تم تطوير  $A_{s,min}$  لعمود داخلي ، بحيث أن قوة القص المصعدة في المقطع الحرج للقص تساوي قوة القص المرتبطة بالخضوع المحلي عند وجه العمود. اشتقاق المعادلة (8.6.1.2). قوة القص المرتبطة بالخضوع المحلي تم أخذها كـ  $8A_{s,min}f_y d b_{slab}$  لوصلة عمود داخلي (Hawkins and Ospina 2017) وتعميمها كـ  $(\alpha_s/5)A_{s,min}f_y d b_{slab}$  لمراعاة حالات الحافة والركن. يجب أيضاً توفير  $A$  في محيط بلاطات المسقطة وتاج القص. يتم توفير التعليق على معامل تأثير الحجم في R22.5.5.1 و R22.6.5.2.

## 8.6.2 Minimum flexural reinforcement in prestressed slabs

### 8.6.2 الحد الأدنى لتسليح الانحناء في البلاطات مسبقة الأجهاد

8.6.2.1 For prestressed slabs, the effective prestress force  $A_p f_{pe}$  shall provide a minimum average compressive stress of 0.9 MPa on the slab section tributary to the tendon or tendon group. For slabs with varying cross section along the slab span, either parallel or perpendicular to the tendon or tendon group, the minimum average effective prestress of 0.9 MPa is required at every cross section tributary to the tendon or tendon group along the span.

8.6.2.1 بالنسبة للبلاطات مسبقة الأجهاد ، يجب أن توفر القوة مسبقة الأجهاد الفعالة أقل متوسط أجهاد ضغط يبلغ 0.9 MPa على مقطع البلاطة التابعة إلى كابل الشد أو مجموعة كابلات الشد . بالنسبة للبلاطات ذات المقاطع العرضية المتفاوتة على بحر البلاطة ، إما متوازية أو متعامدة مع كابل الشد أو مجموعة كابلات الشد ، فإن أقل متوسط أجهاد ضغط فعال هو 0.9 MPa مطلوب في كل مقطع عرضي تابع إلى كابل الشد أو مجموعة كابلات الشد على طول البحر.

8.6.2.2 For slabs with bonded prestressed reinforcement, total quantity of  $A_s$  and  $A_p$  shall be adequate to develop a factored load at least 1.2 times the cracking load calculated on the basis of  $f_r$  defined in 19.2.3.

8.6.2.2 بالنسبة للبلاطات ذات تسليح مترابط مسبقة الأجهاد ، يجب أن تكون الكمية الإجمالية لـ  $A_s$  و  $A_p$  كافية لوضع حمل مصعد على 1.2 مرة على الأقل من حمل التشقق المحسوب على أساس  $f_r$  المحددة في 19.2.3.

8.6.2.2.1 For slabs with both flexural and shear design strength at least twice the required strength, 8.6.2.2 need not be satisfied.

8.6.2.2.1 بالنسبة للبلاطات ذات مقاومة تصميمية للانحناء والقص لا تقل عن ضعف المقاومة المطلوبة على الأقل ، لا ينبغي استيفاء 8.6.2.2.

R8.6.2.1 The minimum average effective prestress of 0.9 MPa was used in two-way test panels in the early 1970s to address punching shear concerns of lightly reinforced slabs. For this reason, the minimum effective prestress is required to be provided at every cross section. If the slab thickness varies along the span of a slab or perpendicular to the span of a slab, resulting in a varying slab cross section, the 0.9 MPa minimum effective prestress and the maximum tendon spacing is required at every cross section tributary to the tendon or group of tendons along the span, considering both the thinner and the thicker slab sections. This may result in higher than the minimum  $f_{pc}$  in thinner cross sections, and tendons spaced at less than the maximum in thicker cross sections along a span with varying thickness, due to the practical aspects of tendon placement in the field.

R8.6.2.1 تم استخدام أقل أجهاد مسبقة فعال البالغ 0.9 MPa في بلاطة اختبار ذات اتجاهين في أوائل السبعينيات من القرن الماضي لمعالجة مخاوف اختراق القص للبلاطات خفيفة التسليح لهذا السبب، يجب تقديم الحد الأدنى من الأجهاد المسبق في كل مقطع عرضي. إذا كان سمك بلاطة يتغير على طول بحر البلاطة أو عمودياً على بحر البلاطة ، مما ينتج عنه مقطع عرضي مختلف للبلاطة ، فيجب إجراؤه بمقدار 0.9 MPa على أقل أجهاد مسبقة فعال والحد الأقصى للتباعد بين الكابلات في كل مقطع عرضي خاضع للكابل أو مجموعة من الكابلات على طول البحر ، مع الأخذ في الاعتبار كل من المقاطع الأكثر نحافة والأكثر سمك. قد يؤدي ذلك إلى ارتفاع الحد الأدنى من  $f_{pc}$  في المقاطع العرضية النحيفة، والكابلات متساوية في أقل من الحد الأقصى في المقاطع العرضية الأكثر سمكاً على امتداد البحر بسمكة مختلفة ، نظراً للجوانب العملية لوضع الكابلات في الموقع.

R8.6.2.2 This provision is a precaution against abrupt flexural failure developing immediately after cracking. A flexural member designed according to Code provisions requires considerable additional load beyond cracking to reach its flexural strength. Thus, considerable deflection would warn that the member strength is approaching. If the flexural strength were reached shortly after cracking, the warning deflection would not occur. Transfer of force between the concrete and the prestressing steel, and abrupt flexural failure immediately after cracking, does not occur when the prestressing steel is unbonded (ACI 423.3R); therefore, this requirement does not apply to members with unbonded tendons.

R8.6.2.2 يعتبر هذا الحكم تقييماً ضد انهيار الانحناء المفاجئ الذي يحدث فور حدوث التشقق. يتطلب عنصر الانحناء المصمم وفقاً لأحكام الكود عبئاً إضافياً كبيراً يتجاوز التشقق للوصول إلى مقاومة الانحناء. وبالتالي، فإن تشوهاً كبيراً يحذر من أن مقاومة العنصر تقترب. إذا تم الوصول إلى مقاومة الانحناء بعد فترة قصيرة من التشقق، فلن يحدث التشوه التحذيري. لا يحدث نقل القوة بين الخرسانة والفولاذ مسبقة الأجهاد وانهيار الانحناء المفاجئ مباشرة بعد التشقق ، عندما الفولاذ المسبق الإجهاد (ACI 423.3R) غير مترابط ؛ لذلك ، لا ينطبق هذا الشرط على العناصر ذات الكابلات الغير مترابطة.

8.6.2.3 For prestressed slabs, a minimum area of bonded deformed longitudinal reinforcement,  $A_{s,min}$ , shall be provided in the precompressed tension zone in the direction of the span under consideration in accordance with Table 8.6.2.3.

8.6.2.3 بالنسبة للبلاطات مسبقة الإجهاد ، يجب توفير أقل مساحة تسليح محلزن طولي ،  $A_{s,min}$  ، في منطقة الشد مسبقة الضغط في اتجاه البحر قيد النظر وفقاً للجدول 8.6.2.3.

Table 8.6.2.3—Minimum bonded deformed longitudinal reinforcement  $A_{s,min}$  in two-way slabs with bonded or unbonded tendons

الجدول 8.6.2.3 - أقل مساحة تسليح محلزن طولي ،  $A_{s,min}$  في البلاطات ذات الاتجاهين مع كابلات شد مترابطة أو غير مترابطة

Region	Calculated $f_t$ after all losses, MPa	$A_{s,min}$ , mm <sup>2</sup>	
Positive moment	$f_t \leq 0.17\sqrt{f'_c}$	Not required	(a)
	$0.17\sqrt{f'_c} < f_t \leq 0.5\sqrt{f'_c}$	$\frac{N_c}{0.5f_y}$	(b) <sup>[1][4]</sup>
Negative moment at columns	$f_t \leq 0.5\sqrt{f'_c}$	$0.00075A_{cf}$	(c) <sup>[2]</sup>

[1]The value of  $f_y$  shall not exceed 420 MPa. [2] $N_c$  is the resultant tensile force acting on the portion of the concrete cross section that is subjected to tensile stresses due to the combined effects of service loads and effective prestress. [3] $A_{cf}$  is the greater gross cross-sectional area of the slab-beam strips of the two orthogonal equivalent frames intersecting at a column of a two-way slab. [4]For slabs with bonded tendons, it shall be permitted to reduce  $A_{s,min}$  by the area of the bonded prestressed reinforcement located within the area used to determine  $N_c$  for positive moment, or within the width of slab defined in 8.7.5.3(a) for negative moment.

[1] يجب ألا تتجاوز قيمة  $f_y$  420 MPa. [2]  $N_c$  هي قوة الشد الناتجة التي تعمل على جزء من المقطع العرضي الخرساني الذي يتعرض لأجهادات الشد بسبب التأثيرات المركبة لأحمال الخدمة والأجهادات المسبقة الفعالة. [3]  $A_{cf}$  هي أكبر مساحة إجمالية للمقطع العرضي لشرايح كمرة- بلاطة للإطارين المتعامدين المكافئين متقاطعة في عمود لبلاطة ذات اتجاهين [4] بالنسبة للبلاطات ذات كابلات شد مترابطة ، يجب أن يُخفَض من الحد الأدنى لمساحة التسليح المتربط مسبق الإجهاد الموجود ضمن المساحة المستخدمة لتحديد  $N_c$  للعزم الموجب ، أو ضمن عرض البلاطة المحددة في 8.7.5.3 (أ) للعزم السالب.

R8.6.2.3 Some bonded reinforcement is required by the Code in prestressed slabs to limit crack width and spacing at service load when concrete tensile stresses exceed the modulus of rupture and, for slabs with unbonded tendons, to ensure flexural performance at nominal strength, rather than performance as a tied arch. Providing the minimum bonded reinforcement as stipulated in this provision helps to ensure adequate performance.

R8.6.2.3 يلزم بعض التسليح المتربط مسبق الإجهاد في بلاطة مسبقة الإجهاد للحد من عرض التشقق والتباعد عند حمل الخدمة عندما تتجاوز ضغوط الشد الخرسانية معامل التمزق ، بلاطة ذات الكابلات غير المترابطة ، لضمان أداء الانحناء عند المقاومة الاسمية ، بدلا من الأداء كقوس ذات شداد . ويساعد توفير الحد الأدنى من التسليح المتربط كما هو منصوص عليه في هذا الحكم في ضمان الأداء المناسب.

The minimum amount of bonded reinforcement in two-way flat slab systems is based on reports by Joint ACI-ASCE Committee 423 (1958) and ACI 423.3R. Limited research available for two-way flat slabs with drop panels (Odello and Mehta 1967) indicates that behavior of these particular systems is similar to the behavior of flat plates. For usual loads and span lengths, flat plate tests summarized in Joint ACI-ASCE Committee 423 (1958) and experience since the 1963 Code was adopted indicate satisfactory performance without bonded reinforcement in positive moment regions  $f_t \leq 0.17\sqrt{f'_c}$ . In positive moment regions where  $0.17\sqrt{f'_c} \leq f_t \leq 0.5\sqrt{f'_c}$ , a minimum bonded reinforcement area proportioned to resist  $N_c$  according to Eq. (8.6.2.3 (b)) is required. The tensile force  $N_c$  is calculated at service load on the basis of an uncracked, homogeneous section. Research on unbonded post-tensioned two-way flat slab systems (Joint ACI-ASCE Committee 423 1958, 1974; ACI 423.3R; Odello and Mehta 1967) shows that bonded reinforcement in negative moment regions, proportioned on the basis of 0.075 percent of the cross-sectional area of the slab beam strip, provides sufficient ductility and reduces crack width and spacing.

ويستند الحد الأدنى من التسليح المتربط في أنظمة البلاطات المسطحة ثنائية الاتجاه إلى تقارير اللجنة المشتركة (1958) ACI و ACI 423.3R. يشير البحث المحدود المتاح لبلاطة المسطحة ذات الاتجاهين مع بلاطة الإسقاط (Odello) و (1967) Mehta إلى أن سلوك هذه الأنظمة الخاصة يشبه سلوك البلاطات المسطحة. بالنسبة لأحمال العادية وأطوال البحر، فإن اختبارات البلاطات المسطحة التي تم تلخيصها في اللجنة المشتركة ACI-ASCE 423 (1958) وخبرتها منذ اعتماد كود عام 1963 تشير إلى أداء مناسب دون تسليح متربط في مناطق العزم الموجب حيث  $f_t \leq 0.17\sqrt{f'_c}$ . في مناطق العزم الموجب التي تكون فيها  $0.17\sqrt{f'_c} \leq f_t \leq 0.5\sqrt{f'_c}$  ، يكون الحد الأدنى لمساحة التسليح المتربط متناسبا مع مقاومة  $N_c$  وفقاً لمقياس Eq. (8.6.2.3 (ب)) مطلوب. يتم حساب قوة الشد  $N_c$  عند حمل الخدمة على أساس مقطع متجانس غير متشق. البحث عن أنظمة البلاطات المسطحة ثنائية الاتجاه لاحقة الشد غير مترابطة) للجنة المشتركة ACI-ASCE 423 1958 ، 1974 ؛ ACI 423.3R و (1967) Mehta تبين أن التسليح المتربط في مناطق العزم السالب، يتناسب مع نسبة 0.075٪ من منطقة عرض من قطاع بلاطة- كمرة ، يوفر مرونة كافية ويقلل من عرض التشقق والتباعد.



The same area of bonded reinforcement is required in slabs with either bonded or unbonded tendons. The minimum bonded reinforcement area required by Eq. (8.6.2.3(c)) is a minimum area independent of grade of reinforcement or design yield strength. To account for different adjacent tributary spans, this equation is given on the basis of the equivalent frame as defined in 8.11.2 and pictured in Fig. R8.11.2. For rectangular slab panels, this equation is conservatively based on the greater of the cross-sectional areas of the two intersecting equivalent frame slab-beam strips at the column. This ensures that the minimum percentage of reinforcement recommended by research is provided in both directions. Concentration of this reinforcement in the top of the slab directly over and immediately adjacent to the column is important. Research also shows that where low tensile stresses occur at service loads, satisfactory behavior has been achieved at factored loads without bonded reinforcement. However, the Code requires minimum bonded reinforcement regardless of service load stress levels to help ensure flexural continuity and ductility, and to limit crack widths and spacing due to overload, temperature, or shrinkage. Research on post-tensioned flat plate-to-column connections is reported in Smith and Burns (1974), Burns and Hemakom (1977), Hawkins (1981), PTI TAB.1, and Foutch et al. (1990). Research has shown that unbonded post-tensioned members do not inherently provide large capacity for energy dissipation under severe earthquake loadings because the member response is primarily elastic. For this reason, unbonded post-tensioned structural members reinforced in accordance with the provisions of this section should be assumed to resist only vertical loads and to act as horizontal diaphragms between energy-dissipating elements under earthquake loadings of the magnitude defined in 18.2.1

مطلوب نفس المنطقة من التسليح المترابط في بلاطة مع الكابلات المترابط أو الغير مترابط. الحد الأدنى من مساحة التسليح المحلزن المطلوبة بواسطة Eq. (8.6.2.3 (ج)) هي أقل منطقة مستقلة عن درجة مقاومة الخضوع للتسليح أو التصميم. وحساب البحور المختلفة المتتابة المجاورة، تُعطى هذه المعادلة على أساس الاطار المكافئ كما هو محدد في 8.11.2 والموضحة في الشكل R8.11.2 بالنسبة للبلاطة المستطيلة، فإن هذه المعادلة تعتمد بشكل متحفظ على أكبر مناطق المقطع العرضي لشريحتين متشابهين من الاطار المكافئ المتقاطعة في العمود. وهذا يضمن أن الحد الأدنى من التسليح الموصى به من قبل الأبحاث يتم تقديمه في كلا الاتجاهين. إن تركيز هذا التسليح في السطح العلوي للبلاطة مباشرة ومجاوراً للعمود أمر مهم. تظهر الأبحاث أيضاً أنه في حالة حدوث إجهاد شد منخفض في أحمال الخدمة، فقد تحقق سلوك مناسب في الأحمال المصغرة بدون تسليح مترابط. ومع ذلك، يتطلب الكود الحد الأدنى من التسليح المترابط بغض النظر عن مستويات إجهاد حمل الخدمة للمساعدة في ضمان الاستمرارية في الانحناء والمرونة، والحد من عرض التشقق والتباعد بسبب زيادة الحمل أو درجة الحرارة أو الانكماش. تم الإبلاغ عن الأبحاث الخاصة بالوصلات بلاطة – عمود لاحقة الشد في Smith and Burns (1974)، Burns and Hemakom (1977)، Hawkins (1981)، PTI TAB.1، وفوتش et al. (1990). وقد أظهرت الأبحاث أن العناصر غير المترابطة لاحقة الشد لا توفر بطبيعتهم قدرة كبيرة على تبديد الطاقة في ظل الزلازل الشديدة لأن استجابة العنصر تكون في المقام الأول مرنة. لهذا السبب، العناصر الانشائية المسلحة لاحقة الشد الغير مترابطة وفقاً لأحكام هذا الباب ينبغي أن يفترض أن تقاوم الأحمال الرأسية فقط والعمل كأغشية أفقية بين عناصر تبديد الطاقة تحت أحمال الزلازل بالمقدار المحدد في 18.2.1.

## 8.7—Reinforcement detailing

### 8.7 - تفاصيل التسليح

#### 8.7.1 General

8.7.1.1 Concrete cover for reinforcement shall be in accordance with 20.5.1.

##### 8.7.1 عام

8.7.1.1 يجب أن تكون التغطية الخرسانية لحديد التسليح طبقاً لـ 20.5.1.

8.7.1.2 Development lengths of deformed and prestressed reinforcement shall be in accordance with 25.4.

8.7.1.2 يجب أن تكون أطوال التثبيت للتسليح المحلزن ومسبقاً الإجهاد وفقاً لـ 25.4.

8.7.1.3 Splice lengths of deformed reinforcement shall be in accordance with 25.5.

8.7.1.3 يجب أن تكون أطوال التوصيل للتسليح المحلزن وفقاً لـ 25.5.

8.7.1.4 Bundled bars shall be detailed in accordance with 25.6.

8.7.1.4 يجب أن تكون حزمة الأسياخ مفصلة وفقاً لـ 25.6.

#### 8.7.2 Flexural reinforcement spacing

##### 8.7.2 المسافة بين حديد تسليح الانحناء

8.7.2.1 Minimum spacing  $s$  shall be in accordance with 25.2.

8.7.2.1 يجب أن يكون أقل مسافة بين الأسياخ  $S$  متوافقة مع 25.2.

8.7.2.2 For nonprestressed solid slabs, maximum spacing  $s$  of deformed longitudinal reinforcement shall be the lesser of  $2h$  and 450 mm. at critical sections, and the lesser of  $3h$  and 450 mm. at other sections.

8.7.2.2 بالنسبة للبلاطات المصمتة الغير مسبقة الإجهاد ، يكون الحد الأقصى للمسافة بين الأسياخ الطولية المحلزنة أقل من  $2h$  و 450 mm في المقاطع الحرجة ، وأقل من  $3h$  و 450 mm في مقاطع أخرى.

8.7.2.3 For prestressed slabs with uniformly distributed loads, maximum spacing  $s$  of tendons or groups of tendons in at least one direction shall be the lesser of  $8h$  and 1.5 m.

8.7.2.3 بالنسبة للبلاطات مسبقة الإجهاد ذات الأحمال الموزعة بانتظام ، يكون الحد الأقصى للمسافات بين كابلات الشد او مجموعة كابلات الشد على الأقل أقل من  $8h$  و 1.5 متر.

8.7.2.4 Concentrated loads and openings shall be considered in determining tendon spacing.

8.7.2.4 يجب مراعاة الأحمال المركزة والفتحات عند تحديد المسافة بين كابلات الشد.

## R8.7—Reinforcement detailing

### R8.7 - تفاصيل التسليح

#### R8.7.2 Flexural reinforcement spacing

##### R8.7.2 المسافة بين حديد تسليح الانحناء

R8.7.2.2 The requirement that the center-to center spacing of the reinforcement be not more than two times the slab thickness applies only to the reinforcement in solid slabs, and not to reinforcement in joists or waffle slabs. This limitation is to ensure slab action, control cracking, and provide for the possibility of loads concentrated on small areas of the slab. Refer also to R24.3

R8.7.2.2 لا يقتصر الشرط بأن تكون المسافة بين المركز إلى مركز التسليح بأكثر من مرتين سماكة البلاطة تنطبق فقط على التسليح في البلاطات المصمتة ، وليس على التسليح في الاعصاب أو بلاطة المعصبة . هذا القيد هو التأكد من عمل البلاطة والتحكم في التشقق وتوفير إمكانية تحميل الأحمال المركزة على مساحات صغيرة من البلاطة . راجع أيضاً إلى R24.3

R8.7.2.3 This section provides specific guidance concerning tendon distribution that will permit the use of banded tendon distributions in one direction. This method of tendon distribution has been shown to provide satisfactory performance by structural research (Burns and Hemakom 1977).

R8.7.2.3 يقدم هذا القسم إرشادات محددة بشأن توزيع الكابلات التي تسمح باستخدام توزيعات حزمة الكابلات في اتجاه واحد . وقد تبين أن طريقة توزيع الكابلات هذه توفر أداءً مناسباً من خلال الأبحاث الاتشانية (Burns and Hemakom 1977).



### 8.7.3 Corner restraint in slabs

#### 8.7.3 تقييد الركن في البلاطات

8.7.3.1 At exterior corners of slabs supported by edge walls or where one or more edge beams have a value of  $\alpha f$  greater than 1.0, reinforcement at top and bottom of slab shall be designed to resist  $M_u$  per unit width due to corner effects equal to the maximum positive  $M_u$  per unit width in the slab panel

8.7.3.1 عند الأركان الخارجية للبلاطات المسنودة بجدران طرفية أو عندما يكون لواحد أو أكثر من الكمرات الطرفية قيمة  $\alpha f$  أكبر من 1.0 ، يجب أن يكون التسليح في أعلى وأسفل البلاطة مصممة لمقاومة  $M_u$  لكل وحدة عرض نظراً لتأثيرات الركنية مساوية لأقصى عزم موجب لكل وحدة عرض في البلاطة

8.7.3.1.1 Factored moment due to corner effects,  $M_u$ , shall be assumed to be about an axis perpendicular to the diagonal from the corner in the top of the slab and about an axis parallel to the diagonal from the corner in the bottom of the slab.

8.7.3.1.1 يفترض أن العزم المصعد بسبب التأثيرات الركنية ،  $M_u$  ، يكون حول محور متعامد مع القطر من الركن في أعلى البلاطة وحول محور مواز مع القطر من الركن في أسفل البلاطة.

8.7.3.1.2 Reinforcement shall be provided for a distance in each direction from the corner equal to one-fifth the longer span.

8.7.3.1.2 يجب توفير التسليح لمسافة في كل اتجاه من الركن مساوية لخمس البحر الطويل.

8.7.3.1.3 Reinforcement shall be placed parallel to the diagonal in the top of the slab and perpendicular to the diagonal in the bottom of the slab. Alternatively, reinforcement shall be placed in two layers parallel to the sides of the slab in both the top and bottom of the slab.

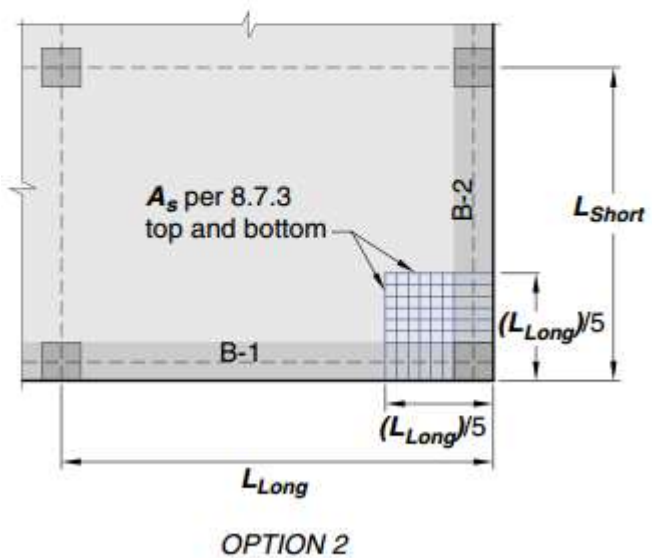
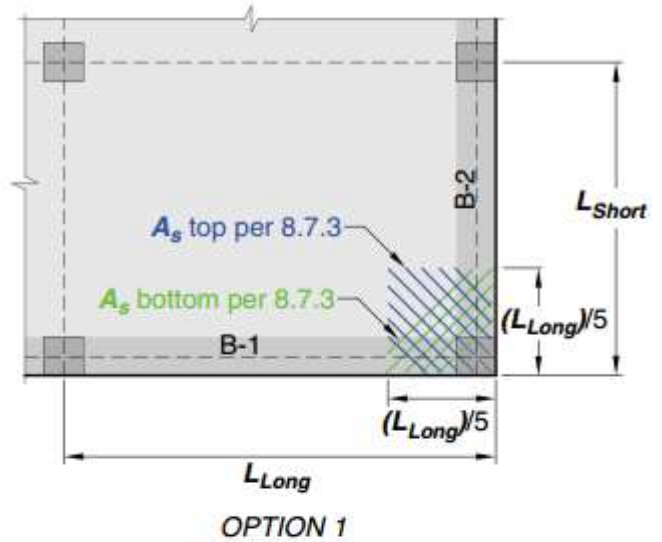
8.7.3.1.3 يوضع التسليح بالتوازي مع القطر في أعلى البلاطة والعمودي على القطر في أسفل البلاطة. بدلاً من ذلك، يجب وضع التسليح في طبقتين موازية لجانبي البلاطة في كل من أعلى وأسفل البلاطة

### R8.7.3 Corner restraint in slabs

#### R8.7.3 تقييد الركن في البلاطات

R8.7.3.1 Unrestrained corners of two-way slabs tend to lift when loaded. If this lifting tendency is restrained by edge walls or beams, bending moments result in the slab. This section requires reinforcement to resist these moments and control cracking. Reinforcement provided for flexure in the primary directions may be used to satisfy this requirement. Refer to Fig. R8.7.3.1.

R8.7.3.1 تميل الأركان الغير مقيدة للبلاطة ذات الاتجاهين إلى الرفع عند التحميل. إذا تم تقييد حركة الرفع هذه عن طريق جدار أو كمرة، فإن عزم الانحناء تنتقل إلى البلاطة. يتطلب هذا الجزء تسليحاً لمقاومة هذه العزم والتحكم في التشقق. يمكن استخدام تسليح الانحناء في الاتجاهات الأساسية لتلبية هذا المطلب. الرجوع إلى الشكل R8.7.3.1.



#### Notes:

1. Applies where B-1 or B-2 has  $\alpha f > 1.0$
2. Max. bar spacing  $2h$ , where  $h$  = slab thickness

Fig. R8.7.3.1—Slab corner reinforcement.

الشكل 7 - R.3.7.3. تسليح ركن البلاطة

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

8.7.4 Flexural reinforcement in nonprestressed slabs.  
8.7.4.1 Termination of reinforcement

R8.7.4 Flexural reinforcement in nonprestressed slabs  
R8.7.4.1 Termination of reinforcement

8.7.4 تسليح الأتخاء في البلاطات الغير مسبقة الأجهاد.  
8.7.4.1 إنهاء التسليح

R8.7.4 تسليح الأتخاء في البلاطات الغير مسبقة الأجهاد  
R8.7.4.1 إنهاء التسليح

8.7.4.1.1 Where a slab is supported on spandrel beams, columns, or walls, anchorage of reinforcement perpendicular to a discontinuous edge shall satisfy (a) and (b):

(a) Positive moment reinforcement shall extend to the edge of slab and have embedment, straight or hooked, at least 150 mm. into spandrel beams, columns, or walls (b) Negative moment reinforcement shall be bent, hooked, or otherwise anchored into spandrel beams, columns, or walls, and shall be developed at the face of support

8.7.4.1.1 and 8.7.4.1.2 Bending moments in slabs at spandrel beams may vary significantly. If spandrel beams are built solidly into walls, the slab approaches complete fixity. Without an integral wall, the slab could approach being simply supported, depending on the torsional rigidity of the spandrel beam or slab edge. These requirements provide for unknown conditions that might normally occur in a structure.

8.7.4.1.1 إذا كانت البلاطة مسنودة على كمرات أو أعمدة أو جدران دائرية ، فيجب أن يستوفي التثبيت للتسليح المتعامد على الحافة الغير مستمرة (أ) و (ب):

(أ) تسليح العزم الموجب يجب أن يمتد إلى حافة البلاطة ويكون له الغرز ، مستقيم أو معكوف ، على الأقل 150 mm في الكمرات الدائرية أو أعمدة أو جدران (ب) يجب أن يكون تسليح العزم السالب للتثبيت منتهي أو معكوف أو بأي شكل من الأشكال إلى الكمرات الدائرية، الأعمدة، أو الجدران، ويجب تثبيتها عند وجه الركيزة

R8.7.4.1.1 و R8.7.4.1.2 قد يختلف عزم الاتخاء في البلاطة في الكمرات الدائرية بشكل كبير. إذا تم بناء الكمرة المتشابكة بقوة في الجدران، تقترب البلاطة من التثبيت الكامل بدون جدار كامل، يمكن أن تقترب البلاطة من كونها بسيطة الاسناد، اعتمادا على الجساءة الالتوائية للكمرة الدائرية أو حافة البلاطة. هذه المتطلبات توفر حالات غير معروفة قد تحدث عادة في المنشأ.

8.7.4.1.2 Where a slab is not supported by a spandrel beam or wall at a discontinuous edge, or where a slab cantilevers beyond the support, anchorage of reinforcement shall be permitted within the slab.

8.7.4.1.2 إذا كانت البلاطة غير مسنودة بكمرة دائرية أو جدار على حافة غير مستمرة ، أو عندما تكون البلاطات الكابولية خارج الركيزة ، فيجب أن يتم السماح بوصل التسليح داخل البلاطة.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

8.7.4.1.3 For slabs without beams, reinforcement extensions shall be in accordance with (a) through (c):

(a) Reinforcement lengths shall be at least in accordance with Fig. 8.7.4.1.3a, and if slabs act as primary members resisting lateral loads, reinforcement lengths shall be at least those required by analysis. (b) If adjacent spans are unequal, extensions of negative moment reinforcement beyond the face of support in accordance with Fig. 8.7.4.1.3a shall be based on the longer span. (c) Bent bars shall be permitted only where the depth-to-span ratio permits use of bends of 45 degrees or less.

8.7.4.1.3 بالنسبة للبلاطات بدون كمرات، يجب أن تكون تمديدات التسليح وفقاً لـ (أ) إلى (ج):  
(أ) يجب أن تكون أطوال التسليح على الأقل طبقاً للشكل 8.7.4.1.3 a ، وإذا كانت البلاطات بمثابة عناصر أولية تقاوم الأحمال الجانبية ، يجب أن تكون أطوال التسليح على الأقل تلك المطلوبة بالتحليل. (ب) إذا كانت البحور المتجاورة غير متساوية، يجب أن تستند تمديدات تسليح العزم السالب إلى ما وراء وجه الركيزة وفقاً للشكل 8.7.4.1.3 a على البحر الطويل. (ج) لا يسمح بالأسياخ المنحنية إلا عندما تسمح نسبة العمق إلى البحر باستخدام الانحناءات التي تبلغ 45 درجة أو أقل.

R8.7.4.1.3 The minimum lengths and extensions of reinforcement shown in Fig. 8.7.4.1.3a were developed for slabs of normal proportions supporting gravity loads. These minimum lengths and extensions may not be sufficient for thick two-way slabs such as transfer slabs, podium slabs, and mat foundations. As illustrated in Fig. R8.7.4.1.3b, punching shear cracks, which can develop at angles as low as about 20 degrees, may not be intercepted by the tension reinforcement, substantially reducing punching shear strength.

8.7.4.1.3 تم تطوير الحد الأدنى من أطوال وتمديدات التسليح الموضحة في الشكل 8.7.4.1.3 a لبلاطة ذات نسب عادية تدعم أحمال الجاذبية. قد لا يكون هذا الحد الأدنى من الأطوال والإضافات كافياً لبلاطة سميكة ذات اتجاهين مثل بلاطة النقل و بلاطة المنصات والأساسات. كما هو موضح في الشكل رقم R8.7.4.1.3b، فإن تشققات اختراق القص، والتي يمكن أن تتطور بزواوية منخفضة تصل إلى حوالي 20 درجة، قد لا يتم اعتراضها من خلال تسليح الشد، مما يقلل بشكل كبير من مقاومه القص للاختراق

Providing continuous reinforcement or extending the minimum lengths in Fig. 8.7.4.1.3a should be considered for slabs with  $l_n/h$  ratios less than about 15. Also, for moments resulting from combined lateral and gravity loadings, the minimum lengths and extensions of bars in Fig. 8.7.4.1.3a may not be sufficient.

ينبغي النظر في توفير التسليح المستمر أو تمديد الحد الأدنى من الأطوال في الشكل 8.7.4.1.3 a لبلاطة ذات النسبة  $l_n / h$  أقل من حوالي 15. وبالنسبة للعزم الناتج عن الأحمال الراسية والجانبية المركبة، فإن الحد الأدنى من الأطوال وتمديد الأسياخ في الشكل 8.7.4.1.3 a قد لا تكون كافية

Bent bars are seldom used and are difficult to place properly. Bent bars, however, are permitted provided they comply with 8.7.4.1.3(c). Further guidance on the use of bent bar systems can be found in 13.4.8 of the 1983 Code.

.. نادراً ما تستخدم أسياخ منحنية ويصعب وضعها بشكل صحيح. ومع ذلك، يُسمح بالتوفير بشرط أن تكون متوافقة مع الفقرة 8.7.4.1.3 (c). يمكن العثور على مزيد من الإرشادات حول استخدام أنظمة الأسياخ المنحنية في 13.4.8 من كود 1983.

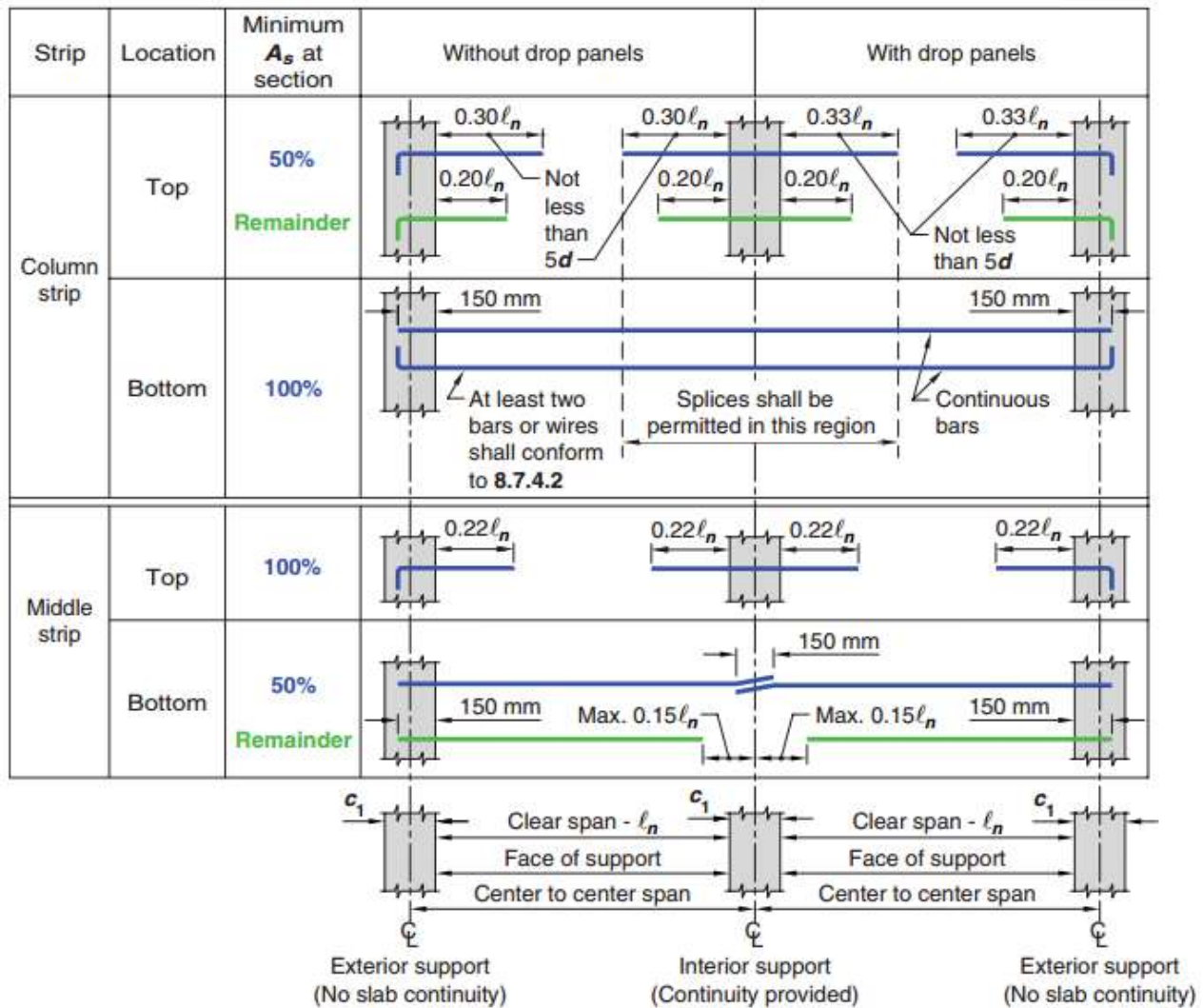


Fig. 8.7.4.1.3—Minimum extensions for deformed reinforcement in two-way slabs without beams.

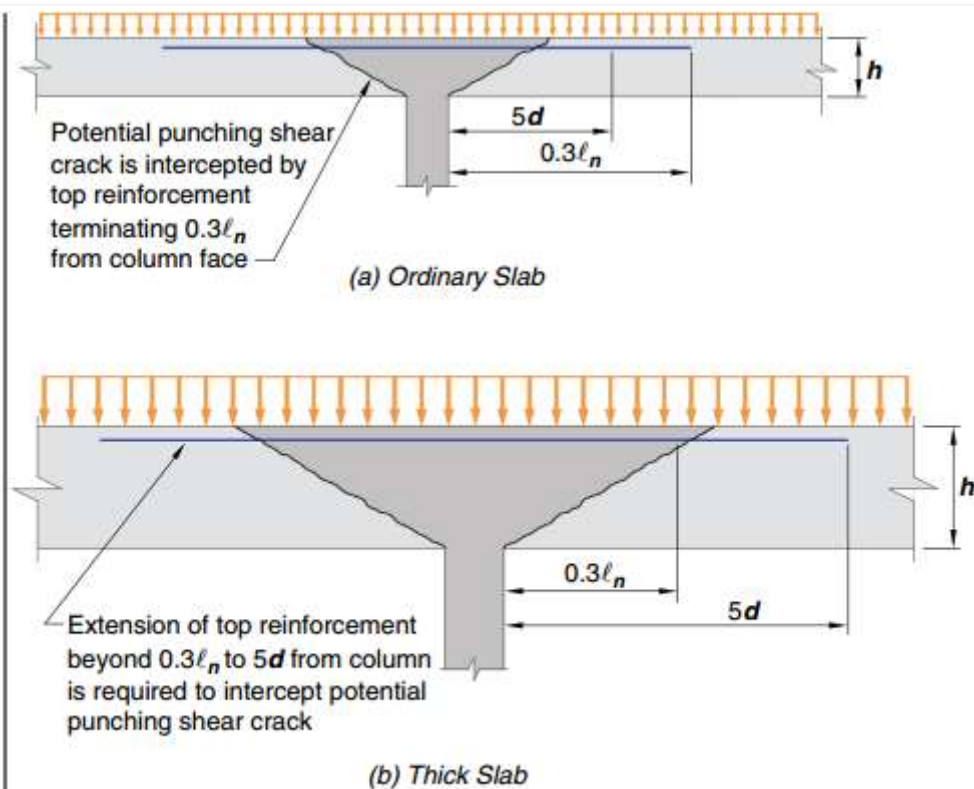


Fig. R8.7.4.1.3—Punching shear cracks in ordinary and thick slabs.

#### 8.7.4.2 Structural integrity

##### 8.7.4.2 التكامل الانشائي

**8.7.4.2.1** All bottom deformed bars or deformed wires within the column strip, in each direction, shall be continuous or spliced using mechanical or welded splices in accordance with 25.5.7 or Class B tension lap splices in accordance with 25.5.2. Splices shall be located in accordance with Fig. 8.7.4.1.3.

**8.7.4.2.1** يجب أن تكون جميع الاسياخ المحلزنة أو الأسلاك المحلزنة السفلية داخل شريحة العمود ، في كل اتجاه ، مستمرة أو موصولة باستخدام وصلات ميكانيكية أو ملحومة وفقاً لـ 25.5.7 أو وصلات التداخل للشد من الفئة B وفقاً لـ 25.5.2. يتم وضع الوصلات طبقاً للشكل 8.7.4.1.3.

8.7.4.2.2 At least two of the column strip bottom bars or wires in each direction shall pass within the region bounded by the longitudinal reinforcement of the column and shall be anchored at exterior supports.

8.7.4.2.2 يجب أن يمر ما لا يقل عن اثنين من الأسياخ السفلية لشريحة العمود أو الأسلاك في كل اتجاه داخل المنطقة المحاطة بالتسليح الطولي للعمود ، ويجب أن تكون مثبتة في الركائز الخارجية.

#### 8.7.5 Flexural reinforcement in prestressed slabs

##### 8.7.5 تسليح الانحناء في البلاطات مسبقة الاجهاد

8.7.5.1 External tendons shall be attached to the slab in a manner that maintains the specified eccentricity between the tendons and the concrete centroid through the full range of anticipated member deflections.

8.7.5.1 تعلق كابلات الشد الخارجية بالبلاطة بطريقة تحافظ على اللامركزية المحدد بين كابلات الشد وخط المركز الخرساني من خلال البحر الكامل للتشوهات المتوقعة للعنصر.

8.7.5.2 If bonded deformed longitudinal reinforcement is required to satisfy flexural strength or for tensile stress conditions in accordance with Eq. (8.6.2.3(b)), the detailing requirements of 7.7.3 shall be satisfied.

8.7.5.2 إذا كان التسليح الطولي المحلزن المترابط مطلوب لإستفاء مقاومة الانحناء أو لحالات إجهاد الشد وفقاً للمعادلة (8.6.2.3 (ب))، يجب استيفاء المتطلبات التفصيلية 7.7.3.

#### R 8.7.4.2 Structural integrity

##### R 8.7.4.2 التكامل الانشائي

R8.7.4.2.1 and R8.7.4.2.2 The continuous column strip bottom reinforcement provides the slab some residual ability to span to the adjacent supports should a single support be damaged. The two continuous column strip bottom bars or wires through the column may be termed "integrity reinforcement," and are provided to give the slab some residual strength following a single punching shear failure at a single support (Mitchell and Cook 1984). Joint ACI-ASCE Committee 352 (ACI 352.1R) provides further guidance on the design of integrity reinforcement in slab-column connections. Similar provisions for slabs with unbonded tendons are provided in 8.7.5.6.

**8.7.4.2.1 و R8.7.4.2.2** يوفر التسليح السفلي للبلاطة لشريحة مستمرة للعمود بعض القدرة المتبقية على البحر إلى الركائز المجاورة في حالة انهيار ركيزة واحدة و قد يطلق على السيخين السفلية لشريحة العمود المستمرة أو الأسلاك خلال العمود اسم "تسليح التكامل" ، ويتم توفيرها لإعطاء بلاطة بعض المقاومة المتبقية بعد انهيار اختراق القص الوحيد عند ركيزة واحد (Mitchell and Cook 1984). تقدم اللجنة ACI-ASCE المشتركة (ACI 352.1R) مزيداً من الإرشادات حول تصميم تسليح التكامل الانشائي في وصلات عمود - لبلاطة. يتم توفير أحكام مماثلة للبلاطات مع الكابلات الغير مترابطة في 8.7.5.6.

#### R8.7.5 Flexural reinforcement in prestressed slabs

##### R8.7.5 تسليح الانحناء في البلاطات مسبقة الاجهاد

R8.7.5.2 Bonded reinforcement should be adequately anchored to develop the required strength to resist factored loads. The requirements of 7.7.3 are intended to provide adequate anchorage for tensile or compressive forces developed in bonded reinforcement by flexure under factored loads in accordance with 22.3.2, or by tensile stresses at service load in accordance with Eq. (8.6.2.3(b)).

**R 8.7.5.2** ينبغي أن يثبت التسليح المترابط على نحو كافي للمقاومة المطلوبة لمقاومة الأحمال المصعدة. وتهدف متطلبات 7.7.3 إلى توفير تثبيت كافي لقوى الشد أو الضغط التي تم في تسليح مترابط من خلال الانحناء تحت الاحمال المصعدة وفقاً لـ 22.3.2، أو بواسطة إجهاد الشد عند حمل الخدمة وفقاً لمعادلة (8.6.2.3 (ب)).



8.7.5.3 Bonded longitudinal reinforcement required by Eq. (8.6.2.3(c)) shall be placed in the top of the slab, and shall be in accordance with (a) through (c): (a) Reinforcement shall be distributed between lines that are  $1.5h$  outside opposite faces of the column support. (b) At least four deformed bars, deformed wires, or bonded strands shall be provided in each direction. (c) Maximum spacing  $s$  between bonded longitudinal reinforcement shall not exceed 300 mm.

8.7.5.3 التسليح الطولي المترابط الذي تتطلبه المعادلة (8.6.2.3 ج) توضع في الجزء العلوي من البلاطة، ويجب أن تكون وفقاً من (أ) إلى (ج): (أ) يجب أن يوزع التسليح بين الخطوط التي هي  $1.5h$  خارج الوجوه المقابلة لدعم العمود. (ب) يتم توفير أربعة أسياخ محزنة على الأقل، أو أسلاك محزنة، أو كابلات رابطة في كل اتجاه. (ج) يجب ألا يتجاوز الحد الأقصى للمسافة بين التسليح الطولي المترابط 300 mm.

#### 8.7.5.4 Termination of prestressed reinforcement

##### 8.7.5.4 إنهاء التسليح مسبق الاجهاد

8.7.5.4.1 Post-tensioned anchorage zones shall be designed and detailed in accordance with 25.9.

8.7.5.4.1 يتم تصميم وتفصيل مناطق تثبيت لاحقة الشد وفقاً لـ 25.9.

8.7.5.4.2 Post-tensioning anchorages and couplers shall be designed and detailed in accordance with 25.8.

8.7.5.4.2 يجب تصميم مثبتات ومزدوجات لاحقة الشد وتفصيلها وفقاً لـ 25.8.

8.7.5.5 Termination of deformed reinforcement in slabs with unbonded tendons

R8.7.5.5 Termination of deformed reinforcement in slabs with unbonded tendons

8.7.5.5 إنهاء التسليح المحلزن في بلاطات ذات كابلات شد غير مترابطة.

R8.7.5.5 إنهاء التسليح المحلزن في بلاطات ذات كابلات شد غير مترابطة

8.7.5.5.1 Length of deformed reinforcement required by 8.6.2.3 shall be in accordance with (a) and (b): (a) In positive moment areas, length of reinforcement shall be at least  $\ell_n/3$  and be centered in those areas (b) In negative moment areas, reinforcement shall extend at least  $\ell_n/6$  on each side of the face of support

R8.7.5.5.1 The minimum lengths apply for bonded reinforcement required by 8.6.2.3, but not required for flexural strength in accordance with 22.3.2. Research (Odello and Mehta 1967) on continuous spans shows that these minimum lengths provide adequate behavior under service load and factored load conditions

8.7.5.5.1 يجب أن يكون طول التسليح المحلزن الذي تتطلبه الفقرة 8.6.2.3 طبقاً لكل من (أ) و (ب): (أ) في مناطق العزوم الموجبة، يجب أن يكون طول التسليح على الأقل  $\ell_n/3$  وأن يتمركز في تلك المناطق (ب) في العزوم السالبة، يجب أن يمتد التسليح على الأقل  $\ell_n/6$  على كل جانب من جوانب الركيزة.

R8.7.5.5.1 ينطبق أقل الأطوال على التسليح المحلزن التي يتطلبها 8.6.2.3، ولكنها غير مطلوبة لمقاومة الانحناء وفقاً لما هو 22.3.2. يوضح البحث (Odello و Mehta 1967) على البحور المستمرة أن أقل الأطوال هذه توفر سلوكاً مناسباً تحت حمل الخدمة وحالات الحمل المصعد.



### 8.7.5.6 Structural integrity

#### 8.7.5.6 التكامل الإنشائي

8.7.5.6.1 Except as permitted in 8.7.5.6.3, at least two tendons with 12.7 mm. diameter or larger strand shall be placed in each direction at columns in accordance with (a) or (b): (a) Tendons shall pass through the region bounded by the longitudinal reinforcement of the column. (b) Tendons shall be anchored within the region bounded by the longitudinal reinforcement of the column, and the anchorage shall be located beyond the column centroid and away from the anchored span.

8.7.5.6.1 باستثناء ما هو مسموح به في 8.7.5.6.3 ، يوضع على الأقل اثنان من كابلات الشد ذات قطر 12.7 mm أو كابلات أكبر في كل اتجاه في الأعمدة وفقاً لكل من (أ) أو (ب): (أ) يجب أن تمر كابلات الشد عبر المنطقة المحصورة بالتسليح الطولي للعمود. (ب) تثبت كابلات الشد في المنطقة التي يحددها التسليح الطولي للعمود، ويقع موقع التثبيت خلف مركز العمود، وبعيداً عن البحر المثبت.

8.7.5.6.2 Outside of the column and shear cap faces, the two structural integrity tendons required by 8.7.5.6.1 shall pass under any orthogonal tendons in adjacent spans.

8.7.5.6.2 يجب ان يمرر 2 من كابلات الشد خارج الأعمدة وأوجه تاج القص للتكامل الإنشائي المطلوبة بـ 8.7.5.6.1 تحت أي كابلات شد متعامدة في البحور المجاورة.

8.7.5.6.3 Slabs with tendons not satisfying 8.7.5.6.1 shall be permitted if bonded bottom deformed reinforcement is provided in each direction in accordance with 8.7.5.6.3.1 through 8.7.5.6.3.3.

8.7.5.6.3 يجب السماح للبلاطات ذات كابلات شد الغير مستوفيه للفقرة 8.7.5.6.1 إذا تم توفير التسليح المحلزن في كل اتجاه بما يتوافق مع 8.7.5.6.3.1 من خلال 8.7.5.6.3.3.

R8.7.5.6.1 Prestressing tendons that pass through the slab-column joint at any location over the depth of the slab suspend the slab following a punching shear failure, provided the tendons are continuous through or anchored within the region bounded by the longitudinal reinforcement of the column and are prevented from bursting through the top surface of the slab (ACI 352.1R).

8.7.5.6.1 الكابلات مسبقة الإجهاد التي تمر عبر مفصل عمود - البلاطة في أي مكان على عمق البلاطة تعلق البلاطة تبعاً لانهايار اختراق القص ، بشرط أن تكون الكابلات مستمرة عبره أو تثبت داخل المنطقة المحاطة بالتسليح الطولي للعمود ويتم منع الانفجار خلال السطح العلوي للبلاطة. (ACI 352.1R)

R8.7.5.6.2 Between column or shear cap faces, structural integrity tendons should pass below the orthogonal tendons from adjacent spans so that vertical movements of the integrity tendons are restrained by the orthogonal tendons. Where tendons are distributed in one direction and banded in the orthogonal direction, this requirement can be satisfied by first placing the integrity tendons for the distributed tendon direction and then placing the banded tendons. Where tendons are distributed in both directions, weaving of tendons is necessary and use of 8.7.5.6.3 may be an easier approach.

8.7.5.6.2 بين الأعمدة أو وجه تاج القص ، يجب أن تمر الكابلات للتكامل الإنشائي تحت الكابلات المتعامدة من البحور المجاورة بحيث يتم تقييد الحركة الرأسية لكابلات التكامل الإنشائي بواسطة الكابلات المتعامدة. في الحالات التي يتم فيها توزيع الكابلات في اتجاه واحد وحزمة الكابلات في الاتجاه المتعامد، يمكن استيفاء هذا الشرط من خلال وضع كابلات التكامل الإنشائي في اتجاه الكابلات الموزعة ثم وضع حزمة الكابلات. وحيث يتم توزيع الكابلات في كلا الاتجاهين، يكون تغطية الكابلات ضرورياً وقد يكون استخدام 8.7.5.6.3 طريقة أسهل

R8.7.5.6.3 In some prestressed slabs, tendon layout constraints make it difficult to provide the structural integrity tendons required by 8.7.5.6.1. In such situations, the structural integrity tendons can be replaced by deformed bar bottom reinforcement (ACI 352.1R).

8.7.5.6.3 في بعض البلاطات مسبقة الإجهاد ، تجعل قيود تخطيط الكابلات من الصعب توفير كابلات التكامل الإنشائي المطلوبة في 8.7.5.6.1. في مثل هذه الحالات، يمكن استبدال كابلات التكامل الإنشائي عن طريق تسليح سيخ سفلي محلزن. (ACI 352.1R)

8.7.5.6.3.1 Minimum bottom deformed reinforcement  $A_s$  in each direction shall be the larger of (a) and (b). The value of  $f_y$  shall be limited to a maximum of 550 MPa:

8.7.5.6.3.1 أقل تسليح سفلي محلزن كما في كل اتجاه يجب أن يكون أكبر من (أ) و (ب). يجب ألا تزيد قيمة  $f_y$  عن 550 MPa :

$$(a) A_s = \frac{0.37\sqrt{f'_c}c_2d}{f_y} \quad (8.7.5.6.3.1a)$$

$$(b) A_s = \frac{2.1c_2d}{f_y} \quad (8.7.5.6.3.1b)$$

where  $c_2$  is measured at the column faces through which the reinforcement passes.

حيث يقاس  $c_2$  عند وجه العمود التي يمر من خلالها التسليح.

8.7.5.6.3.2 Bottom deformed reinforcement calculated in 8.7.5.6.3.1 shall pass within the region bounded by the longitudinal reinforcement of the column and shall be anchored at exterior supports.

8.7.5.6.3.2 يجب أن يمر التسليح المحلزن السفلي المحسوب في 8.7.5.6.3.1 داخل المنطقة المحصورة بالتسليح الطولي للعمود ويجب أن تكون مثبتة في الركائز الخارجية.

8.7.5.6.3.3 Bottom deformed reinforcement shall be anchored to develop  $f_y$  beyond the column or shear cap face.

8.7.5.6.3.3 يجب تثبيت التسليح المحلزن السفلي لتثبيت  $f_y$  خلف العمود أو وجه تاج القص.

### 8.7.6 Shear reinforcement – stirrups

8.7.6 تسليح القص - الكانات

8.7.6.1 Single-leg, simple-U, multiple-U, and closed stirrups shall be permitted as shear reinforcement.

8.7.6.1 يجب أن يسمح بتسليح القص في ساق واحدة ، وبسيطة U ، متعددة U ، وكانات مغلقة.

8.7.6.2 Stirrup anchorage and geometry shall be in accordance with 25.7.1.

8.7.6.2 يجب أن يكون التثبيت والخصائص الهندسية للكانات طبقاً لـ 25.7.1.

8.7.6.3 If stirrups are provided, location and spacing shall be in accordance with Table 8.7.6.3.

8.7.6.3 في حالة توفير كانات ، يجب أن يكون الموقع والتباعد طبقاً للجدول 8.7.6.3.

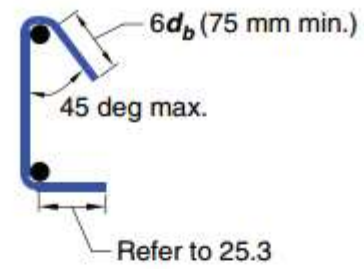
Table 8.7.6.3—First stirrup location and spacing limits

الجدول 8.7.6.3 - حدود مسافة وموقع الكانة الأولى.

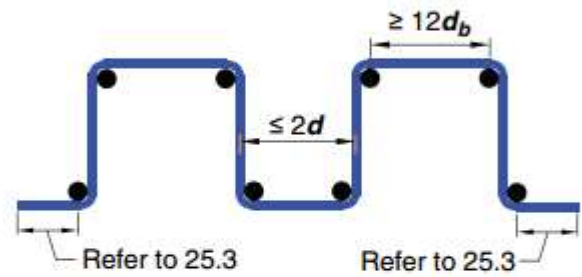
Direction of measurement	Description of measurement	Maximum distance or spacing, mm
Perpendicular to column face	Distance from column face to first stirrup	$d/2$
	Spacing between stirrups	$d/2$
Parallel to column face	Spacing between vertical legs of stirrups	$2d$

R8.7.6 Shear reinforcement – stirrups—Research (Hawkins 1974; Broms 1990; Yamada et al. 1991; Hawkins et al. 1975; ACI 421.1R) has shown that shear reinforcement consisting of properly anchored bars or wires and single- or multiple-leg stirrups, or closed stirrups, can increase the punching shear resistance of slabs. The spacing limits given in 8.7.6.3 correspond to slab shear reinforcement details that have been shown to be effective. Section 25.7.1 gives anchorage requirements for stirrup-type shear reinforcement that should also be applied for bars or wires used as slab shear reinforcement. It is essential that this shear reinforcement engage longitudinal reinforcement at both the top and bottom of the slab, as shown for typical details in Fig. R8.7.6(a) to (c). Anchorage of shear reinforcement according to the requirements of 25.7.1 is difficult in slabs thinner than 250 mm. Shear reinforcement consisting of vertical bars mechanically anchored at each end by a plate or head capable of developing the yield strength of the bars has been used successfully (ACI 421.1R). In a slab-column connection for which moment transfer is negligible, the shear reinforcement should be symmetrical about the centroid of the critical section (Fig. R8.7.6d). Spacing limits defined in 8.7.6.3 are also shown in Fig. R8.7.6d and e. At edge columns or for interior connections where moment transfer is significant, closed stirrups are recommended in a pattern as symmetrical as possible. Although the average shear stresses on faces AD and BC of the exterior column in Fig. R8.7.6(e) are lower than on face AB, the closed stirrups extending from faces AD and BC provide some torsional strength along the edge of the slab.

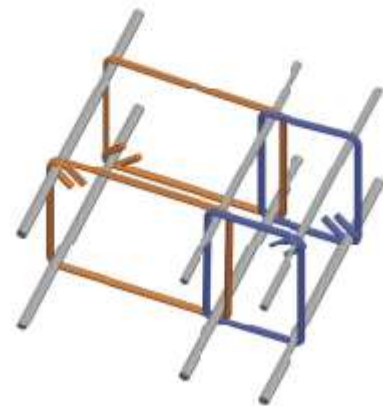
R8.7.6 تسليح القص - الكانات - بحث) هوكينز 1974 ؛ Broms 1990 ؛ Yamada وآخرون 1991 ؛ Hawkins وآخرون 1975 ؛ ACI 421.1R) أظهر أن تسليح القص تتكون من اسياخ أو أسلاك مثبتة بشكل صحيح وكانات ذات ساق أو متعددة ، أو الكانات المغلقة ، ويمكن ان تزيد من مقاومة القص للبلاطات. حدود المسافة الواردة في 8.7.6.3 تتطابق مع تفاصيل تسليح قص البلاطات التي ثبت أنها فعالة. يعطي القسم 25.7.1 متطلبات التثبيت من أجل تسليح القص على شكل الكانات التي يجب تطبيقها أيضاً على اسياخ أو أسلاك تستخدم كمقاومة لقص البلاطات. من الضروري أن تساهم تسليح القص هذه في التسليح الطولي عند كل من أعلى وأسفل البلاطة ، كما هو موضح في التفاصيل النموذجية في الشكل (a) R8.7.6 إلى (c). يكون تثبيت تسليح القص وفقاً لمتطلبات 25.7.1 صعباً في البلاطات الأقل من 250 mm. تم تسليح القص الذي يتكون من اسياخ راسية مثبتة ميكانيكياً في كل طرف بواسطة البلاطة أو رأس قادرة على تطوير مقاومة الخضوع للتسليح بنجاح. (ACI 421.1R) في وصلة عمود - البلاطة التي يكون نقل العزم فيها لا يكاد يذكر ، يجب أن يكون تسليح القص متماثلاً حول مركز المقطع الحرج) الشكل (R8.7.6d). حدود المسافة المحددة في 8.7.6.3 مبيّنة في الشكل R8.7.6d و e. في أعمدة طرفية أو للوصلات الداخلية حيث يكون نقل العزم كبير ، يوصى بكانات مغلقة في نمط متماثل قدر الإمكان. على الرغم من أن متوسط إجهاد القص على الوجوه AD و BC للعمود الخارجي في الشكل (e) R8.7.6 أقل من الوجه AB ، فإن الكانات المغلقة الممتدة من الوجوه AD و BC توفر بعض المقاومة الالتوائية على طول حافة البلاطة.



(a) single-leg stirrup or bar



(b) multiple-leg stirrup or bar



(c) closed stirrup

**Fig. R8.7.6(a)-(c)**—Single- or multiple-leg stirrup-type slab shear reinforcement.

الشكل - (c) - (a) - R8.7.6 تسليح القص للبلاطات من نوع الكانات ذات ساق واحدة أو متعددة.

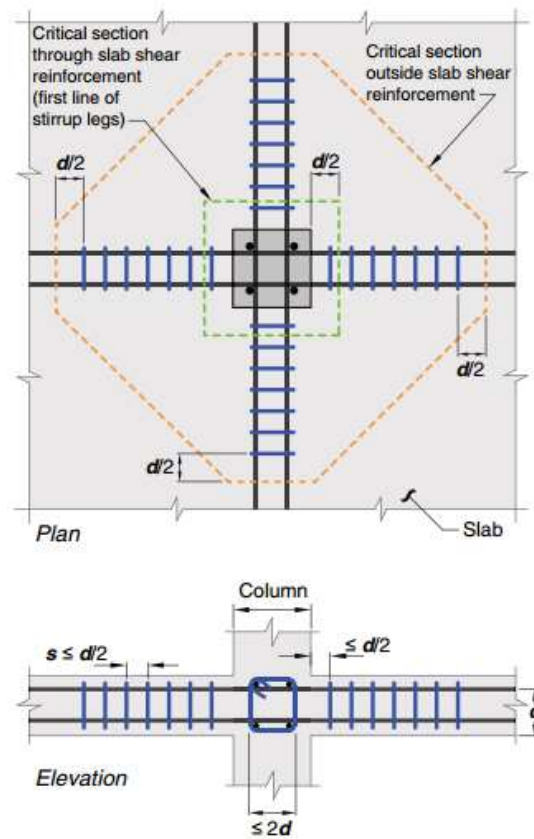


Fig. R8.7.6(d)—Arrangement of stirrup shear reinforcement, interior column.

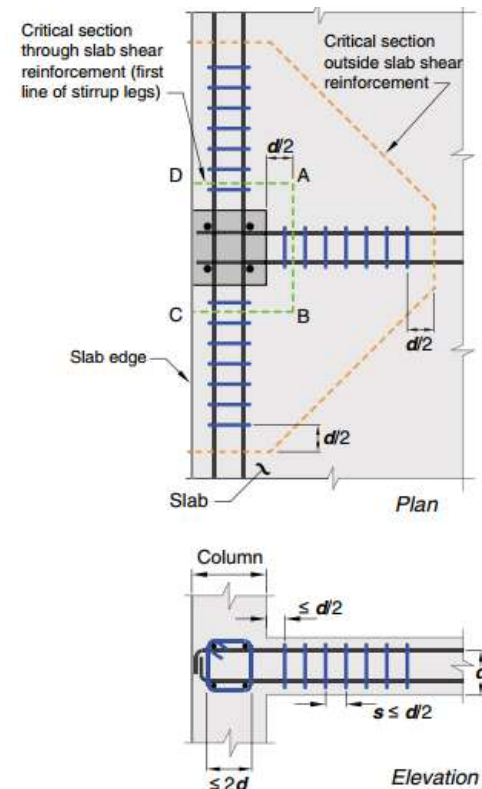


Fig. R8.7.6(e)—Arrangement of stirrup shear reinforcement, edge column.

### 8.7.7 Shear reinforcement – headed studs

#### 8.7.7 تسليح القص – مسامير ذات رأس

8.7.7.1 Headed shear stud reinforcement shall be permitted if placed perpendicular to the plane of the slab.

8.7.7.1 يسمح بالتسليح المزود بمسامير القص إذا كان موضوعة عمودياً على مستوى البلاطة.

8.7.7.1.1 The overall height of the shear stud assembly shall be at least the thickness of the slab minus the sum of (a) through (c): (a) Concrete cover on the top flexural reinforcement (b) Concrete cover on the base rail (c) One-half the bar diameter of the flexural tension reinforcement

8.7.7.1.1 يجب أن يكون الارتفاع الكلي لمجمع مسمار القص على الأقل من سماكة البلاطة مطروحاً منها مجموع (a) إلى (c): (a) الغطاء الخرساني على الجزء العلوي من تسليح الانحناء (ب) الغطاء الخرساني على قضيب أساسي (ج) نصف قطر السبيخ لتسليح الشد المنحني.

8.7.7.1.2 Headed shear stud reinforcement location and spacing shall be in accordance with Table 8.7.7.1.2.

8.7.7.1.2 يجب أن يكون موقع ومسافة التسليح المزود بمسامير القص وفقاً للجدول 8.7.7.1.2.

R8.7.7 Shear reinforcement – headed studs—Using headed stud assemblies as shear reinforcement in slabs requires specifying the stud shank diameter, the spacing of the studs, and the height of the assemblies for the particular applications. Tests (ACI 421.1R) show that vertical studs mechanically anchored as close as possible to the top and bottom of slabs are effective in resisting punching shear.

The bounds of the overall specified height achieve this objective while providing a reasonable tolerance in specifying that height, as shown in Fig. R20.6.1.3.5. Compared with a leg of a stirrup having bends at the ends, a stud head exhibits smaller slip and, thus, results in smaller shear crack widths. The improved performance results in increased limits for shear strength and spacing between peripheral lines of headed shear stud reinforcement. Typical arrangements of headed shear stud reinforcement are shown in Fig. R8.7.7. The critical section beyond the shear reinforcement generally has a polygonal shape. Equations for calculating shear stresses on such sections are given in ACI 421.1R.

R8.7.7 تسليح القص - مسامير ذات رأس - يستخدم مسامير ذات رأس كتسليح للقص في البلاطات يتطلب تحديد قطر ساق المسمار ، والمسافات بين المسامير ، وارتفاع المجمعات الخاصة بالتطبيقات المعنية. توضح الاختبارات (ACI 421.1R) أن المسامير الرأسية المثبتة ميكانيكياً قدر الإمكان من أعلى وأسفل البلاطات وتكون فعالة في مقاومة اختراق القص.

حدود هذا الارتفاع المحدد الكلي تحقق هذا الهدف مع توفير قدر معقول من الاختلاف في تحديد هذا الارتفاع، كما هو موضح في الشكل R20.6.1.3.5. بالمقارنة مع ساق من الكانات الذي ينحني في النهايات، فإن رأس المسمار يُظهر هبوط أصغر، وبالتالي، ينتج عنه عرض تشقق بالقص. يؤدي الأداء المحسن إلى زيادة الحدود لمقاومة القص و المسافة بين الخطوط الخارجية من تسليح مسامير رأس القص. وترد الترتيبات النموذجية من تسليح مسمار رأس القص في الشكل R7.7.7 يحتوي المقطع الحرج وراء تسليح القص بشكل عام على شكل متعدد الأضلاع. المعادلات لحساب إجهاد القص على هذه المقاطع الواردة في ACI 421.1R.

R8.7.7.1.2 The specified spacings between peripheral lines of shear reinforcement are justified by experiments (ACI 421.1R). The clear spacing between the heads of the studs should be adequate to permit placing of the flexural reinforcement.

R8.7.7.1.2 يتم تحديد المسافة بين الخطوط الخارجية لتسليح القص بالتجارب (ACI 421.1R) يجب أن تكون المسافة الصافية بين رؤوس المسامير كافية للسماح بوضع تسليح الانحناء.



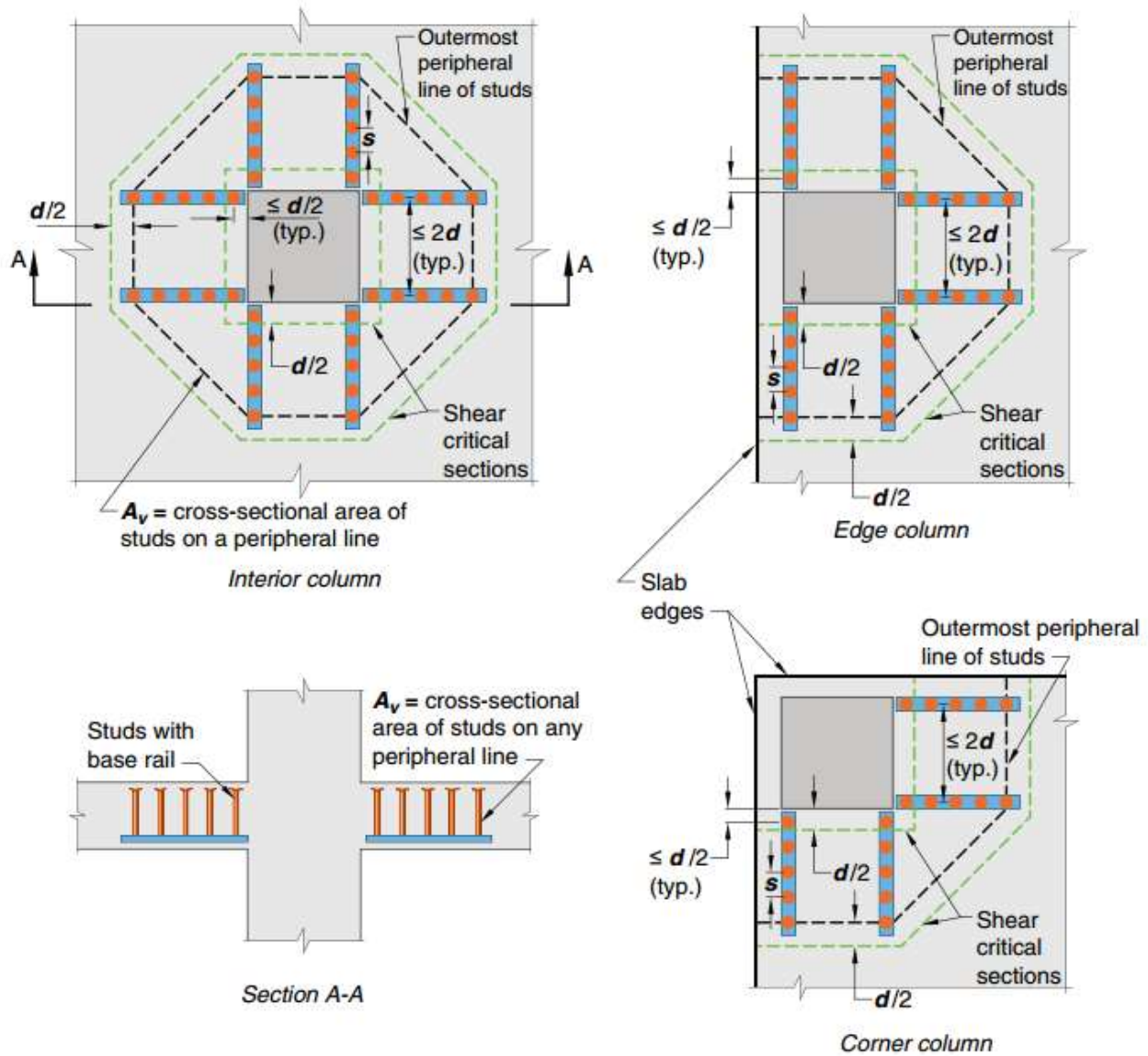


Fig. R8.7.7—Typical arrangements of headed shear stud reinforcement and critical sections.

Table 8.7.7.1.2—Shear stud location and spacing limits

الجدول 8.7.7.1.2 - حدود موقع ومسافة مسامير القص

Direction of measurement	Description of measurement	Condition		Maximum distance or spacing, mm
Perpendicular to column face	Distance from column face to first peripheral line of shear studs	All		$d/2$
	Constant spacing between peripheral lines of shear studs	Nonprestressed slab with	$v_u \leq 0.5\phi\sqrt{f'_c}$	$3d/4$
		Nonprestressed slab with	$v_u > 0.5\phi\sqrt{f'_c}$	$d/2$
		Prestressed slabs conforming to 22.6.5.4		$3d/4$
Parallel to column face	Spacing between adjacent shear studs on peripheral line nearest to column face	All		$2d$

## 8.8—Nonprestressed two-way joist systems

— 8.8 أنظمة البلاطات المعصبة ذات الاتجاهين الغير مسبقة الأجهاد

### 8.8.1 General

8.8.1.1 Nonprestressed two-way joist construction consists of a monolithic combination of regularly spaced ribs and a top slab designed to span in two orthogonal directions.

#### 8.8.1 عام

8.8.1.1 يتألف بناء البلاطات المعصبة ذات الاتجاهين الغير مسبقة الأجهاد من تركيب متكامل من الاعصاب المتباعدة بانتظام وبلاطة علوية مصممة بحيث تمتد في اتجاهين متعامدين.

8.8.1.2 Width of ribs shall be at least 100 mm . at any location along the depth.

8.8.1.2 يجب أن يكون عرض الاعصاب على الأقل 100 mm في أي مكان على طول العمق.

8.8.1.3 Overall depth of ribs shall not exceed 3.5 times the minimum width.

8.8.1.3 يجب ألا يتجاوز العمق الكلي للاعصاب 3.5 مرة الحد الأدنى للعرض.

8.8.1.4 Clear spacing between ribs shall not exceed 750 mm.

8.8.1.4 يجب ألا تتجاوز المسافة الصافية بين الاعصاب 750 mm

8.8.1.5  $V_c$  shall be permitted to be taken as 1.1 times the values calculated in 22.5.

8.8.1.5 يجب أن يتم أخذ  $V_c$  كـ 1.1 مرة من القيم المحسوبة في 22.5.

8.8.1.6 For structural integrity, at least one bottom bar in each joist shall be continuous and shall be anchored to develop  $f_y$  at the face of supports.

8.8.1.6 بالنسبة للتكامل الاتشاني ، يجب أن يكون سيخ سفلي واحد على الأقل في كل عصب متواصلاً ويجب أن يكون مثبت لتطوير  $f_y$  في وجه الركيزة.

## R8.8—Nonprestressed two-way joist systems

- R8.8 أنظمة البلاطات المعصبة ذات الاتجاهين الغير مسبقة الأجهاد

R8.8.1 General—The empirical limits established for nonprestressed reinforced concrete joist floors are based on successful past performance of joist construction using standard joist forming systems. For prestressed joist construction, this section may be used as a guide.

R8.8.1 عام - تستند الحدود التجريبية الموضوعة لأرضيات البلاطات المعصبة الخرسانية المسلحة غير مسبقة الأجهاد على الأداء الناجح في مرحلة ماضية من بناء الاعصاب باستخدام أنظمة تشكيل البلاطات المعصبة القياسية .بالنسبة إلى بناء بلاطات معصبة مسبقة الإجهاد، يمكن استخدام هذا القسم كدليل.

R8.8.1.4 A limit on the maximum spacing of ribs is required because of the provisions permitting higher shear strengths and less concrete cover for the reinforcement for these relatively small, repetitive members.

R8.8.1.4 يلزم وجود حد أقصى للتباعد بين الاعصاب بسبب الأحكام التي تسمح بمقاومة القص العالي وغطاء خرساني أقل لتسليح العناصر المتكررة نسبياً

R8.8.1.5 The increase in shear strength is justified on the basis of: 1) satisfactory performance of joist construction designed with higher calculated shear strength specified in previous Codes, which allowed comparable shear stresses; and 2) potential for redistribution of local overloads to adjacent joists..

R8.8.1.5 إن الزيادة في مقاومة القص لها ما يبررها على أساس:  
(1) الأداء المناسب لبناء البلاطات المعصبة المصممة لمقاومة القص العالي محددة في الكودات السابقة ، مما سمح بإمكانيات اجهادات القص المماثلة ؛ و  
(2) إمكانية إعادة توزيع الحمولات الزائدة المحلية على الاعصاب المجاورة.

8.8.1.7 Reinforcement area perpendicular to the ribs shall satisfy slab moment strength requirements, considering load concentrations, and shall be at least the shrinkage and temperature reinforcement area in accordance with 24.4.

8.8.1.7 يجب أن تستوفي مساحة التسليح المتعامدة مع الاعصاب متطلبات مقاومة عزم البلاطة ، مع مراعاة تركيزات الحمولة ، ويجب أن تكون على الأقل مساحة تسليح الانكماش ودرجة الحرارة وفقاً لـ 24.4.

8.8.1.8 Two-way joist construction not satisfying the limitations of 8.8.1.1 through 8.8.1.4 shall be designed as slabs and beams.

8.8.1.8 بناء البلاطات المعصبة ذات اتجاهين لا يستوفي الحدود من خلال 8.8.1.1 8.8.1.4 يجب التصميم كالبلاطات والكمرات .

### 8.8.2 Joist systems with structural fillers

#### 8.8.2 أنظمة البلاطات المعصبة مع الحشوات الانشائية

8.8.2.1 If permanent burned clay or concrete tile fillers of material having a unit compressive strength at least equal to  $f_c'$  in the joists are used, 8.8.2.1.1 and 8.8.2.1.2 shall apply

8.8.2.1 في حالة استخدام حشوات طينية أو حشوات خرسانية دائمة ذات مادة مقاومة انضغاطية على الأقل مساوية لـ  $f_c'$  في البلاطات المعصبة ، تطبق المواصفة 8.8.2.1.1 و 8.8.2.1.2.

8.8.2.1.1 Slab thickness over fillers shall be at least the greater of one-twelfth the clear distance between ribs and 40 mm.

8.8.2.1.1 يجب أن تكون سماكة البلاطة أعلى الحشوات أكبر على الأقل من 1/12 من المسافة الصافية بين الاعصاب و 40 mm

8.8.2.1.2 For calculation of shear and negative moment strength, it shall be permitted to include the vertical shells of fillers in contact with the ribs. Other portions of fillers shall not be included in strength calculations.

8.8.2.1.2 لحساب مقاومة القص والعزم السالب ، يجب السماح بأدخال التغطيات الرأسية للحشوات الملامسة للاعصاب يجب الا تتضمن الأجزاء الأخرى من الحشوات في حسابات المقاومة.

### 8.8.3 Joist systems with other fillers

#### 8.8.3 أنظمة البلاطات المعصبة مع حشوات أخرى

8.8.3.1 If fillers not complying with 8.8.2.1 or removable forms are used, slab thickness shall be at least the greater of one-twelfth the clear distance between ribs and 50 mm.

8.8.3.1 في حالة استخدام حشوات لا تمتثل للأشكال 8.8.2.1 أو القابلة للإزالة ، يجب أن يكون سمك البلاطة أكبر على الأقل من المسافة الصافية بين الاعصاب / 12 و 50 مم.

**8.9—Lift-slab construction**

8.9.1 In slabs constructed with lift-slab methods where it is impractical to pass the tendons required by 8.7.5.6.1 or the bottom bars required by 8.7.4.2 or 8.7.5.6.3 through the column, at least two post-tensioned tendons or two bonded bottom bars or wires in each direction shall pass through the lifting collar as close to the column as practicable, and be continuous or spliced with full mechanical, full welded, or Class B tension splices. At exterior columns, the reinforcement shall be anchored at the lifting collar.

**8.9 - بناء بلاطة-رفع**

8.9.1 في بناء البلاطات بطرق بلاطة - رفع حيث يكون من غير العملي تمرير كابلات الشد المطلوبة بـ 8.7.5.6.1 أو الاسياخ السفلية المطلوبة بـ 8.7.4.2 أو 8.7.5.6.3 خلال العمود ، يجب أن لا يقل عن اثنين من كابلات لاحقة الشد أو اثنين من الاسياخ السفلية المترابطة أو الأسلاك في كل اتجاه تمر عبر طوق رفع أقرب إلى العمود قابل للتطبيق، ويكون مستمرا أو متصل مع وصلات شد ميكانيكية كاملة، ملحومة بالكامل، أو فئة B. في الأعمدة الخارجية، يجب تثبيت التسليح في طوق الرفع.

**CHAPTER 9—BEAMS**  
**9.1—Scope**

**الفصل 9 – الكمرات**  
**9.1 المجال**

9.1.1 This chapter shall apply to the design of nonprestressed and prestressed beams, including: (a) Composite beams of concrete elements constructed in separate placements but connected so that all elements resist loads as a unit (b) One-way joist systems in accordance with 9.8 (c) Deep beams in accordance with 9.9

9.1.1 ينطبق هذا الفصل على تصميم الكمرات المسبقة والغير مسبقة للأجهاد ، بما في ذلك: (أ) الكمرات المركبة للعناصر الخرسانية المركبة في مواقع منفصلة ولكنها متصلة بحيث تقاوم جميع العناصر الأحمال كوحدة (ب) أنظمة البلاطات المعصبة أحادية الاتجاه في وفقاً لـ 9.8 (ج) الكمرات العميقة وفقاً لـ 9.9

**9.2—General**  
**9.2.1 Materials**

**9.2 العام**  
**9.2.1 المواد**

9.2.1.1 Design properties for concrete shall be selected to be in accordance with Chapter 19.

9.2.1.1 يجب اختيار خصائص التصميم للخرسانة وفقاً للفصل 19.

9.2.1.2 Design properties for steel reinforcement shall be selected to be in accordance with Chapter 20.

9.2.1.2 يتم اختيار خصائص التصميم الخاصة بحديد التسليح لتتوافق مع الفصل 20.

9.2.1.3 Materials, design, and detailing requirements for embedments in concrete shall be in accordance with 20.7.

9.2.1.3 يجب أن تكون المواد والتصميم والتفاصيل لمتطلبات الغرز في الخرسانة وفقاً لـ 20.7.

9.2.2 Connection to other members

9.2.2 الاتصال بالعناصر الأخرى

9.2.2.1 For cast-in-place construction, beam column and slab-column joints shall satisfy Chapter 15.

9.2.2.1 بالنسبة للبناء المصبوب في الموقع ، يجب أن تلبى مفاصل عمود - كمرة وعمود - بلاطة الفصل 15.

9.2.2.2 For precast construction, connections shall satisfy the force transfer requirements of 16.2.

9.2.2.2 بالنسبة للبناء مسبق الصب ، يجب أن تستوفي الوصلات متطلبات نقل القوة وفقاً لـ 16.2.

**R9—BEAMS**  
**R9.1—Scope**

**R9-الكمرات**  
**R9.1 المجال**

R9.1.1 Composite structural steel-concrete beams are not covered in this chapter. Design provisions for such composite beams are covered in AISC 360.

R9.1.1 لا يغطي هذا الفصل الكمرات الخرسانية - الفولاذية المركبة. تغطي AISC 360 أحكام التصميم لهذه الكمرات المركبة.

**R9.2—General**

**R9.2 العام**

### 9.2.3 Stability

#### 9.2.3 الاستقرار

9.2.3.1 If a beam is not continuously laterally braced, (a) and (b) shall be satisfied: (a) Spacing of lateral bracing shall not exceed 50 times the least width of compression flange or face. (b) Spacing of lateral bracing shall take into account effects of eccentric loads.

9.2.3.1 إذا لم تكن الكمرة مثبتة جانبيًا بشكل مستمر ، (أ) و (ب) ، يجب استيفائها: (أ) يجب ألا يتجاوز التباعد بين التدعيم الجانبي 50 مرة العرض الأقل للشفة أو وجه الضغط. (ب) يجب أن يأخذ تباعد التدعيم الجانبي بعين الاعتبار تأثيرات الأحمال الغير مركزية.

9.2.3.2 In prestressed beams, buckling of thin webs and flanges shall be considered. If there is intermittent contact between prestressed reinforcement and an oversize duct, member buckling between contact points shall be considered.

9.2.3.2 في الكمرات مسبقة الإجهاد ، يجب النظر في أنبعاج الشفة الوسطية والشفة العليا. إذا كان هناك اتصال متقطع بين التسليح مسبقة الإجهاد وقناة كبيرة الحجم، فيجب النظر في أنبعاج العنصر بين نقاط الاتصال.

### 9.2.4 T-beam construction

#### 9.2.4 بناء الكمرة - T

9.2.4.1 In T-beam construction, flange and web concrete shall be placed monolithically or made composite in accordance with 16.4.

9.2.4.1 في بناء الكمرة - T ، يجب وضع الشفة العليا والوسطية الخرسانية بشكل متجانس أو بناء مركب طبقاً لـ 16.4.

9.2.4.2 Effective flange width shall be in accordance with 6.3.2.

9.2.4.2 يجب أن يكون عرض الشفة العليا الفعالة طبقاً للفقرة 6.3.2.

### R9.2.3 Stability

#### R9.2.3 الاستقرار

R9.2.3.1 Tests (Hansell and Winter 1959; Sant and Bletzacker 1961) have shown that laterally unbraced reinforced concrete beams, even when very deep and narrow, will not fail prematurely by lateral buckling, provided the beams are loaded without lateral eccentricity that causes torsion.

Laterally unbraced beams are frequently loaded eccentrically or with slight inclination. Stresses and deformations by such loading become detrimental for narrow, deep beams with long unsupported lengths. Lateral supports spaced closer than 50b may be required for such loading conditions

R9.2.3.1 أثبتت الاختبارات (Hansell and Winter 1959 ؛ Sant and Bletzacker 1961) أن الكمرة الخرسانية المسلحة غير مثبتة جانبياً ، حتى عندما تكون عميقة وضيقة للغاية ، لن تنهار فوراً من خلال الانبعاج الجانبي ، بشرط أن يتم تحميل الكمرات دون انحراف جانبي التي تسبب الالتواء . غالباً ما يتم تحميل الكمرة الغير مثبتة جانبياً بشكل مركزي أو بميل خفيف . تصبح الاجهادات والتشوهات الناتجة عن عمليات التحميل هذه ضارة للكمرات الضيقة والعميقة بأطوال طويلة غير مدعومة . قد تكون الركائز الجانبية ذات التباعد الأقرب من 50b مطلوبة لحالات التحميل هذه.

R9.2.3.2 In post-tensioned members where the prestressed reinforcement has intermittent contact with an oversize duct, the member can buckle due to the axial prestressing force, as the member can deflect laterally while the prestressed reinforcement does not. If the prestressed reinforcement is in continuous contact with the member being prestressed or is part of an unbonded tendon with the sheathing not excessively larger than the prestressed reinforcement, the prestressing force cannot buckle the member.

R9.2.3.2 في عناصر لاحقة الشد حيث يكون التسليح مسبقة الإجهاد في اتصال متقطع مع القناة كبيرة الحجم، يمكن للعنصر ان يتشوه بسبب قوة الإجهاد المحوري ، حيث يمكن للعنصر ان يتشوه جانبياً بينما لا يعمل التسليح مسبقة الإجهاد. إذا كان التسليح مسبقة الإجهاد في اتصال مستمر مع عنصر مسبقة الإجهاد او هو جزء من كابلات شد غير مترابطة مع التغطية ليس أكبر بشكل زائد من التسليح مسبقة الإجهاد، لا يمكن للقوة مسبقة الإجهاد ان تحدث انبعاج للعنصر.

### R9.2.4 T-Beam construction

#### R9.2.4 بناء الكمرة - T

R9.2.4.1 For monolithic or fully composite construction, the beam includes a portion of the slab as flanges.

R9.2.4.1 بالنسبة إلى البناء المتجانس أو المركب بالكامل ، تشتمل الكمرة على جزء من البلاطة الشفة العليا .



9.2.4.3 For T-beam flanges where the primary flexural slab reinforcement is parallel to the longitudinal axis of the beam, reinforcement in the flange perpendicular to the longitudinal axis of the beam shall be in accordance with 7.5.2.3.

9.2.4.3 بالنسبة للشفة العليا للكمرة - T حيث يكون تسليح أنحناء البلاطة الرئيسي موازياً للمحور الطولي للكمرة ، فإن التسليح في الشفة العليا العمودي على المحور الطولي للكمرة يجب أن يكون وفقاً لـ 7.5.2.3.

9.2.4.4 For torsional design according to 22.7, the overhanging flange width used to calculate  $A_{cp}$ ,  $A_g$ , and  $p_{cp}$  shall be in accordance with (a) and (b): (a) The overhanging flange width shall include that portion of slab on each side of the beam extending a distance equal to the projection of the beam above or below the slab, whichever is greater, but not greater than four times the slab thickness. (b) The overhanging flanges shall be neglected in cases where the parameter  $A_{cp2}/p_{cp}$  for solid sections or  $A_{g2}/p_{cp}$  for hollow sections calculated for a beam with flanges is less than that calculated for the same beam ignoring the flanges.

9.2.4.4 فيما يتعلق بتصميم الانحناء وفقاً لـ 22.7 ، يجب أن يكون عرض الشفة العليا البارزة المستخدم لحساب  $A_{cp}$  ،  $A_g$  ، و  $p_{cp}$  وفقاً لـ (a) و (b): (أ) يجب أن يشمل عرض الشفة البارزة ذلك الجزء من البلاطة على كل جانب من جوانب الكمرة يمد مسافة مساوية لإسقاط الكمرة فوق أو أسفل البلاطة ، أيهما أكبر ، ولكن ليس أكبر من أربعة أضعاف سماكة البلاطة. (ب) يجب إهمال الشفة البارزة في الحالات التي تكون فيها المحيط  $A_{cp2} / p_{cp}$  للمقاطع المصمتة أو  $A_{g2} / p_{cp}$  للمقاطع المجوفة المحسوبة لكمرة ذات شفة عليا أقل من تلك المحسوبة للكمرة نفسها مهملة الشفة العليا.

R9.2.4.3 Refer to R7.5.2.3.

R.9.2.4.3 الرجوع إلى R7.5.2.3

R9.2.4.4 Two examples of the section to be considered in torsional design are provided in Fig. R9.2.4.4.

4.2.9.4 يتم تقديم مثالين للمقطع الذي سيتم اخذ اعتبار تصميم الالتواء في الشكل R.9.2.4.4.

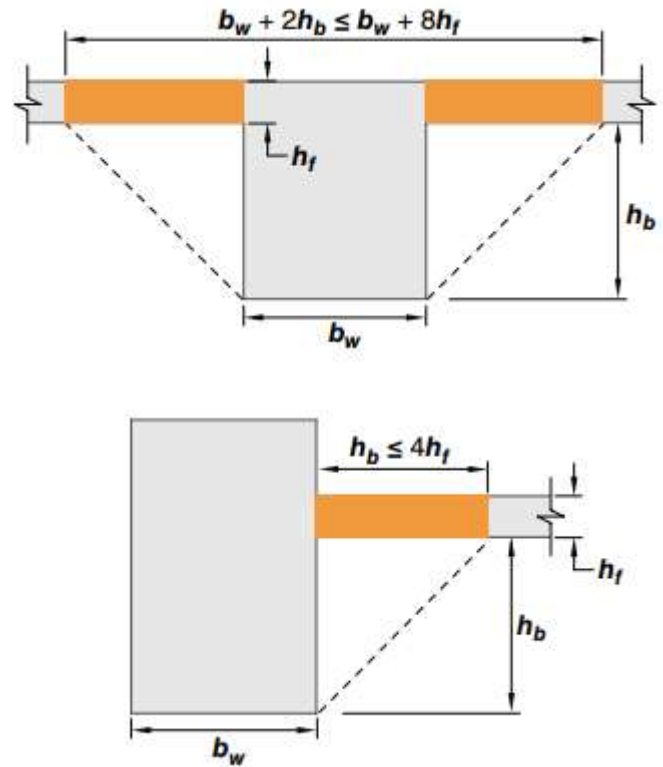


Fig. R9.2.4.4—Examples of the portion of slab to be included with the beam for torsional design.

الشكل - R.9.2.4.4. أمثلة لجزء من بلاطة يتم تضمينه مع الكمرة لتصميم الالتواء.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

### 9.3—Design limits

### R9.3—Design limits

#### 9.3 - حدود التصميم

#### R9.3 - حدود التصميم

#### 9.3.1 Minimum beam depth

#### R9.3.1 Minimum beam depth

##### 9.3.1 أقل عمق للكمرة

##### R9.3.1 أقل عمق للكمرة

9.3.1.1 For nonprestressed beams not supporting or attached to partitions or other construction likely to be damaged by large deflections, overall beam depth  $h$  shall satisfy the limits in Table 9.3.1.1, unless the calculated deflection limits of 9.3.2 are satisfied.

R9.3.1.1 For application of this provision to composite concrete beams, refer to R9.3.2.2.

R9.3.1.1 لتطبيق هذا الحكم على الكمرات الخرسانية المركبة ، يرجى الرجوع إلى R.9.3.2.2.

9.3.1.1 بالنسبة للكمرات الغير مسبقة الأجهاد التي لا تدعم أو ترتبط بقطاعات أو بناء آخر يحتمل أن يتضرر بتشوهات كبيرة ، يجب أن يفي العمق الكلي للكمرة بالحدود الموضحة في الجدول 9.3.1.1 ، ما لم يتم استيفاء حدود التشوه المحسوب البالغة 9.3.2.

Table 9.3.1.1—Minimum depth of nonprestressed beams  
الجدول 9.3.1.1 — أقل عمق للكمرات الغير مسبقة الأجهاد

Support condition	Minimum $h^{(1)}$
Simply supported	$l/16$
One end continuous	$l/18.5$
Both ends continuous	$l/21$
Cantilever	$l/8$

[1] Expressions applicable for normalweight concrete and  $f_y = 420$  MPa. For other cases, minimum  $h$  shall be modified in accordance with 9.3.1.1.1 through 9.3.1.1.3, as appropriate.

[1] تعبيرات تنطبق على الوزن الطبيعي للخرسانة و  $f_y = 420$  MPa. بالنسبة للحالات الأخرى، يجب تعديل الحد الأدنى  $h$  وفقاً لـ 9.3.1.1.1 حتى 9.3.1.1.3 ، حسب الاقتضاء.

9.3.1.1.1 For  $f_y$  other than 420 MPa, the expressions in Table 9.3.1.1 shall be multiplied by  $(0.4 + f_y/700)$ .

R9.3.1.1.1 The modification for  $f_y$  is approximate, but should provide conservative results for typical reinforcement ratios and for values of  $f_y$  between 280 and 690 MPa.

9.3.1.1.1 بالنسبة  $f_y$  غير 420 MPa ، يجب ضرب القيم في الجدول 9.3.1.1  $(0.4 + f_y/700)$ .

R9.3.1.1.1 يعد التعديل الخاص لـ  $f_y$  تقريباً تقديرياً ، ولكن يجب أن يوفر نتائج متحفظة لنسب التسليح النموذجي وتكون قيمتها بين 280 و 690 MPa

9.3.1.1.2 For nonprestressed beams made of lightweight concrete having  $w_c$  in the range of 1440 to 1840 MPa, the expressions in Table 9.3.1.1 shall be multiplied by the greater of (a) and (b):

- (a)  $1.65 - 0.003w_c$
- (b) 1.09

R9.3.1.1.2 The modification for lightweight concrete is based on the results and discussions in ACI 213R. No correction is given for concretes with  $w_c$  greater than 1840 kg/m<sup>3</sup> because the correction term would be close to unity in this range.

9.3.1.1.2 بالنسبة للكمرات الغير مسبقة الأجهاد المصنوع من الخرسانة خفيفة الوزن التي لها  $w_c$  في المدى من 1440 to 1840 MPa ، تضرب القيم الواردة في الجدول 9-3-1-1 بأكثر من (أ) و (ب):

- (أ)  $1.65 - 0.003w_c$
- (ب) 1.09

R9.3.1.1.2 يستند تعديل الخرسانة خفيفة الوزن إلى النتائج والمناقشات في ACI 213R. لا يوجد تصحيح للخرسانة مع  $w_c$  أكبر من 1840 kg/m<sup>3</sup> لأن مصطلح التصحيح سيكون قريب من الواحد في هذا المدى.

9.3.1.1.3 For nonprestressed composite beams made of a combination of lightweight and normalweight concrete, shored during construction, and where the lightweight concrete is in compression, the modifier of 9.3.1.1.2 shall apply.

9.3.1.1.3 بالنسبة للكمرات المركبة الغير مسبقة الأجهاد ، مصنوعة من مزيج من الخرسانة الخفيفة والوزن الطبيعي ، يتم دمجها أثناء الإنشاء ، وعندما تكون الخرسانة الخفيفة في حالة ضغط ، ينبغي تطبيق التعديل 9.3.1.1.2.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

9.3.1.2 The thickness of a concrete floor finish shall be permitted to be included in  $h$  if it is placed monolithically with the beam or if the floor finish is designed to be composite with the beam in accordance with 16.4.

9.3.1.2 يسمح بأدخال سمك الأرضية النهائي الخرساني في  $h$  إذا تم وضعه متكاملًا مع الكمرة أو إذا كانت الأرضية النهائية مصممة مركبة مع الكمرة وفقًا لـ 16.4.

### 9.3.2 Calculated deflection limits

#### 9.3.2 حدود التشوه المحسوب

9.3.2.1 For nonprestressed beams not satisfying 9.3.1 and for prestressed beams, immediate and time-dependent deflections shall be calculated in accordance with 24.2 and shall not exceed the limits in 24.2.2.

9.3.2.1 بالنسبة للكمات الغير مسبقة الاجهاد والتي لا تستوفي 9.3.1 وللكمات مسبقة الاجهاد ، تحسب التشوهات الفورية وطويلة المدى طبقاً لـ 24.2 ولا تتجاوز الحدود الواردة في 24.2.2.

9.3.2.2 For nonprestressed composite concrete beams satisfying 9.3.1, deflections occurring after the member becomes composite need not be calculated. Deflections occurring before the member becomes composite shall be investigated unless the precomposite depth also satisfies 9.3.1.

9.3.2.2 بالنسبة للكمات الخرسانية المركبة الغير مسبقة الاجهاد التي تستوفي 9.3.1 ، لا يجب حساب التشوهات التي تحدث بعد أن يصبح العنصر مركباً. يتم التحقق من التشوهات التي تحدث قبل أن يصبح العنصر مركباً ما لم يكن عمق ما قبل التركيب أيضاً مستوفياً 9.3.1.

### 9.3.3 Reinforcement strain limit in nonprestressed beams

#### 9.3.3 حد أنفعال حديد التسليح في الكمرات الغير مسبقة الاجهاد

9.3.3.1 For nonprestressed beams with  $P_u < 0.10f_c' A_g$ ,  $\epsilon_t$  shall be at least 0.004.

9.3.3.1 بالنسبة للكمات الغير مسبقة الاجهاد مع  $P_u < 0.10f_c' A_g$  ، يجب أن يكون  $\epsilon_t$  على الأقل 0.004.

### R9.3.2 Calculated deflection limits

#### R9.3.2 حدود التشوه المحسوب

R9.3.2.2 The limits in Table 9.3.1.1 apply to the entire depth of nonprestressed composite beams shored during construction so that, after removal of temporary supports, the dead load is resisted by the full composite section. In unshored construction, the beam depth of concern depends on if the deflection being considered occurs before or after the attainment of effective composite action. Additional deflections due to excessive creep and shrinkage caused by premature loading should be considered. This is especially important at early ages when the moisture content is high and the strength is low.

The transfer of horizontal shear by direct bond is important if excessive deflection from slippage is to be prevented. Shear keys provide a means of transferring shear but will not be engaged until slippage occurs.

R9.3.2.2 تنطبق الحدود الواردة في الجدول 9.3.1.1 على كامل عمق الكمرة المركبة الغير مسبقة الاجهاد أثناء البناء بحيث ، بعد إزالة الركائز المؤقتة ، يتم مقاومة الحمل الميت من خلال المقطع المركب الكامل . يعتمد بناء عمق الكمرة على ما إذا كان التشوه المعتبر حدوثه قبل أو بعد تحقيق إجراء التركيب الفعال . وينبغي النظر في تشوهات إضافية بسبب الزحف الزائد والانكماش الناجم عن التحميل المبكر . هذا هو على وجه الخصوص مهم في الأعمار المبكرة عندما يكون محتوى الرطوبة مرتفعاً والمقاومة منخفضة . يعتبر نقل القص الأفقي بواسطة الوصلات المباشرة أمراً مهماً إذا كان يجب منع التشوه الزائد عن الانزلاق . توفر مفاتيح القص وسيلة لنقل القص ولكن لن يحدث حتى يحدث الانزلاق.

### R9.3.3 Reinforcement strain limit in nonprestressed beams

#### R9.3.3 حد أنفعال حديد التسليح في الكمرات الغير مسبقة الاجهاد

R9.3.3.1 The effect of this limitation is to restrict the reinforcement ratio in nonprestressed beams to mitigate brittle flexural behavior in case of an overload. This limitation does not apply to prestressed beams

R9.3.3.1 تأثير هذا القيد هو تقييد نسبة التسليح في الكمرة غير مسبقة الاجهاد للتخفيف من سلوك الانحناء الهش في حالة الحمل الزائد . لا ينطبق هذا القيد على الكمرة مسبقة الإجهاد

**9.3.4 Stress limits in prestressed beams**

9.3.4 حدود الإجهاد في الكمرات مسبقة الإجهاد

9.3.4.1 Prestressed beams shall be classified as Class U, T, or C in accordance with 24.5.2.

9.3.4.1 تصنف الكمرات مسبقة الإجهاد على أنها فئة U أو T أو C طبقاً لـ 24.5.2.

9.3.4.2 Stresses in prestressed beams immediately after transfer and at service loads shall not exceed permissible stresses in 24.5.3 and 24.5.4.

9.3.4.2 يجب ألا تزيد الإجهادات في الكمرات مسبقة الإجهاد مباشرة بعد النقل وفي أحمال الخدمة عن الإجهادات المسموح بها في 24.5.3 و 24.5.4.

**9.4—Required strength**

9.4 - المقاومة المطلوبة

9.4.1 General

9.4.1 عام

9.4.1.1 Required strength shall be calculated in accordance with the factored load combinations in Chapter 5.

9.4.1.1 تحسب المقاومة المطلوبة وفقاً لتراكيب الحمل المصعد في الفصل 5.

9.4.1.2 Required strength shall be calculated in accordance with the analysis procedures in Chapter 6.

9.4.1.2 تحسب المقاومة المطلوبة وفقاً لإجراءات التحليل الواردة في الفصل 6.

9.4.1.3 For prestressed beams, effects of reactions induced by prestressing shall be considered in accordance with 5.3.11.

9.4.1.3 بالنسبة للكمرات مسبقة الإجهاد ، يجب اعتبار ردود الأفعال الناتجة عن مسبقة الإجهاد طبقاً للمادة 5.3.11.

9.4.2 Factored moment

9.4.2 العزم المصعد

9.4.2.1 For beams built integrally with supports,  $M_u$  at the support shall be permitted to be calculated at the face of support.

9.4.2.1 بالنسبة للكمرات المبنية بشكل متكامل مع الركائز ، يُسمح بحساب  $M_u$  في الركيزة عند وجه الركيزة.

**R9.4—Required strength**

R9.4 - المقاومة المطلوبة

#### 9.4.3 Factored shear

##### 9.4.3 القص المصعد

9.4.3.1 For beams built integrally with supports,  $V_u$  at the support shall be permitted to be calculated at the face of support.

9.4.3.1 بالنسبة للكمرات المبنية بشكل متكامل مع الركائز، يُسمح بحساب  $V_u$  في الركيزة عند وجه الركيزة.

9.4.3.2 Sections between the face of support and a critical section located  $d$  from the face of support for nonprestressed beams and  $h/2$  from the face of support for prestressed beams shall be permitted to be designed for  $V_u$  at that critical section if (a) through (c) are satisfied: (a) Support reaction, in direction of applied shear, introduces compression into the end region of the beam (b) Loads are applied at or near the top surface of the beam (c) No concentrated load occurs between the face of support and critical section

9.4.3.2 يُسمح بتصميم المقاطع بين وجه الركيزة والمقطع الحرج الواقع في  $d$  من وجه الركيزة للكمرات الغير مسبقة الإجهاد و  $h/2$  من وجه الركيزة للكمرات مسبقة الإجهاد ، وذلك بالنسبة إلى  $V_u$  في هذا المقطع الحرج إذا كانت (أ) من خلال (ج) مستوفيه: (أ) رد فعل الركيزة ، في اتجاه القص المطبق ، يدخل الضغط في المنطقة النهائية للكمرة (ب) يتم تطبيق الأحمال عند أو بالقرب من السطح العلوي للكمرة (ج) لا يوجد حمل مركّز يحدث بين وجه الركيزة والمقطع الحرج.

#### R9.4.3 Factored shear

##### R9.4.3 القص المصعد

R9.4.3.2 The closest inclined crack to the support of the beam in Fig. R9.4.3.2a will extend upward from the face of the support reaching the compression zone approximately  $d$  from the face of the support. If loads are applied to the top of the beam, the stirrups across this crack need only resist the shear force due to loads acting beyond  $d$  (right free body in Fig. R9.4.3.2a). The loads applied to the beam between the face of the support and the point  $d$  away from the face are transferred directly to the support by compression in the web above the crack. Accordingly, the Code permits design for a maximum factored shear  $V_u$  at a distance  $d$  from the support for nonprestressed beams and at a distance  $h/2$  for prestressed beams.

R9.4.3.2 سيتمدد أقرب تشقق مائل إلى ركيزة الكمرة في الشكل R.4.4.3.2a صعوداً من وجه الركيزة الذي يصل إلى منطقة الضغط  $d$  تقريباً من وجه الركيزة. إذا تم تطبيق الأحمال على الجزء العلوي من الكمرة ، فإن الكائنات عبر هذا التشقق تحتاج فقط إلى مقاومة قوة القص بسبب الأحمال التي تحدث إلى ما بعد (د) الجسم الحر الأيمن في الشكل R.4.4.3.2a. يتم نقل الأحمال المطبقة على الكمرة بين وجه الركيزة والنقطة  $d$  بعيداً عن الوجه مباشرة إلى الركيزة بواسطة الضغط في الشفة الوسطية فوق التشقق. وبناءً على ذلك، يسمح الكود بالتصميم للحصول على أقصى حد من القص المصعد  $V_u$  على مسافة  $d$  من ركيزة الكمرة الغير مسبقة الإجهاد وعلى مسافة  $h/2$  للكمرة مسبقة الإجهاد.

In Fig. R9.4.3.2b, loads are shown acting near the bottom of a beam. In this case, the critical section is taken at the face of the support. Loads acting near the support should be transferred across the inclined crack extending upward from the support face. The shear force acting on the critical section should include all loads applied below the potential inclined crack.

Typical support conditions where the shear force at a distance  $d$  from the support may be used include: (a) Beams supported by bearing at the bottom of the beam, such as shown in Fig. R9.4.3.2(c) (b) Beams framing monolithically into a column, as illustrated in Fig. R9.4.3.2(d)

Typical support conditions where the critical section is taken at the face of support include: (a) Beams framing into a supporting member in tension, such as shown in Fig. R9.4.3.2(e). Shear within the connection should also be investigated and special corner reinforcement should be provided. (b) Beams for which loads are not applied at or near the top, as previously discussed and as shown in Fig. R9.4.3.2b. (c) Beams loaded such that the shear at sections between the support and a distance  $d$  from the support differs radically from the shear at distance  $d$ . This commonly occurs in brackets and in beams where a concentrated load is located close to the support, as shown in Fig. R9.4.3.2(f).

. في الشكل R.3.4.3.2b، تظهر الأحمال أنها تعمل بالقرب من أسفل الكمره. في هذه الحالة، يتم أخذ المقطع الحرج في وجه الركيزة. ينبغي نقل الحمولات التي تعمل بالقرب من الركيزة عبر التشقق المائل الممتد صعوداً من وجه الركيزة. يجب أن تتضمن قوة القص العاملة في المقطع الحرج جميع الأحمال المطبقة دون التشقق المائل المحتمل > وتشمل حالات الركيزة النموذجية التي تستخدم فيها قوة القص على مسافة  $d$  من الركيزة ما يلي:

(أ) الكمره التي يدعمها الحمل في قاع الكمره ، كما هو موضح في الشكل R.9.4.3.2 (b) عمل أطار للكمره بشكل متجانس في عمود ، كما هو موضح في الشكل R.3.4.3.2 (د) وتشمل حالات الركيزة النموذجية التي يؤخذ فيها المقطع الحرج في وجه الركيزة ما يلي: (أ) عمل أطار للكمره إلى عنصر مسنود في الشد ، كما هو موضح في الشكل R.4.4.3.2 (e) وينبغي أيضا التحقيق في القص داخل المفاصل وينبغي توفير تسليح الزاوية الخاصة. (ب) الكمره التي لا تنطبق عليها الأحمال عند القمة أو بالقرب منها، كما سبق مناقشته وكما هو موضح في الشكل R.4.4.3.2b (ج) الكمره المحملة بحيث يختلف القص في الأجزاء بين الركيزة والمسافة  $d$  عن الركيزة اختلافاً جذرياً عن القص عند المسافة  $d$ . يحدث هذا عادة بين قوسين وفي الكمره حيث يقع الحمل المركز بالقرب من الركيزة ، كما هو موضح في الشكل R.4.4.3.2 (f).

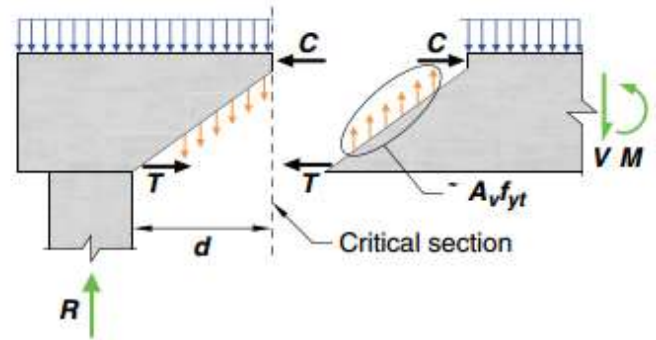
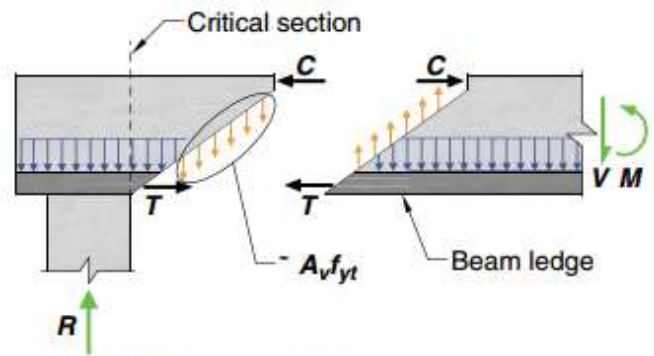


Fig. R9.4.3.2a—Free body diagrams of the end of a beam.





**Fig. R9.4.3.2b**—Location of critical section for shear in a beam loaded near bottom.

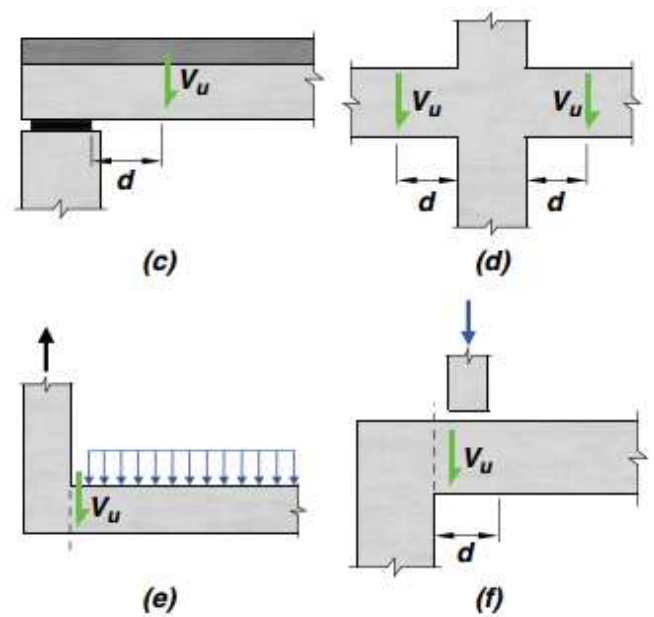


Fig. R9.4.3.2(c), (d), (e), (f)—Typical support conditions for locating factored shear force  $V_u$ .

الشكل R9.4.3.2 (ج) و (د) و (هـ) و (و) - حالات الركيزة النموذجية لتحديد موقع قوة القص المصعدة  $V_u$

#### 9.4.4 Factored torsion

##### 9.4.4 الالتواء المصعد

9.4.4.1 Unless determined by a more detailed analysis, it shall be permitted to take the torsional loading from a slab as uniformly distributed along the beam.

9.4.4.1 ما لم يتم تحديده من خلال تحليل أكثر تفصيلاً ، يجب أن يسمح بأخذ تحميل الالتواء من البلاطة كما هو موزعة بانتظام على طول الكمرة.

9.4.4.2 For beams built integrally with supports,  $T_u$  at the support shall be permitted to be calculated at the face of support.

9.4.4.2 بالنسبة للكمرة المبنية بشكل متكامل مع الركائز ، يُسمح بحساب  $T_u$  في الركيزة عند وجه الركيزة.

9.4.4.3 Sections between the face of support and a critical section located  $d$  from the face of support for nonprestressed beams or  $h/2$  from the face of support for prestressed beams shall be permitted to be designed for  $T_u$  at that critical section unless a concentrated torsional moment occurs within this distance. In that case, the critical section shall be taken at the face of the support.

9.4.4.3 بين وجه الركيزة والمقطع الحرج الواقع في  $d$  من وجه الركيزة للكمرة الغير مسبقة الاجهاد و  $h/2$  من وجه الركيزة للكمرة مسبقة الاجهاد ، وذلك بالنسبة إلى  $T_u$  في هذا المقطع الحرج ما لم يكن عزم الالتواء مركزاً ، يحدث داخل هذه المسافة .في هذه الحالة، يجب اتخاذ المقطع الحرج عند وجه الركيزة.

9.4.4.4 It shall be permitted to reduce  $T_u$  in accordance with 22.7.3.

9.4.4.4 يسمح للتخفيض من  $T_u$  وفقاً 22.7.3.

#### 9.5—Design strength

##### 9.5.1 General

##### 9.5 المقاومة التصميمية - 9.5.1 عام

9.5.1.1 For each applicable factored load combination, design strength at all sections shall satisfy  $\phi S_n \geq U$  including (a) through (d). Interaction between load effects shall be considered.

9.5.1.1 بالنسبة لكل تركيبة حمولة مصعدة معمول بها ، يجب أن تستوفي المقاومة التصميمية لكل المقاطع  $\phi S_n \geq U$  بما في ذلك (أ) إلى (د). يجب النظر في التفاعل بين تأثيرات الحمولة.

- (a)  $\phi M_n \geq M_u$
- (b)  $\phi V_n \geq V_u$
- (c)  $\phi T_n \geq T_u$
- (d)  $\phi P_n \geq P_u$

9.5.1.2  $\phi$  shall be determined in accordance with 21.2.

9.5.1.2  $\phi$  يجب أن يتم تحديد وفقاً 21.2.

#### R9.4.4 Factored torsion

##### R4.4.4 الالتواء المصعد

R9.4.4.3 It is not uncommon for a beam to frame into one side of a girder near the support of the girder. In such a case, a concentrated shear and torsional moment are applied to the girder.

R9.4.4.3 ليس من غير المألوف أن يتم عمل اطار للكمرة في جانب واحد من الكمرة بالقرب من ركيزة الكمرة الرئيسية. في مثل هذه الحالة ، يتم تطبيق القص المركز وعزم الالتواء على الكمرة الرئيسية.

#### R9.5—Design strength

##### R9.5.1 General

##### R9.5 المقاومة التصميمية - R9.5.1 عام

R9.5.1.1 The design conditions 9.5.1.1(a) through (d) list the typical forces and moments that need to be considered. However, the general condition  $\phi S_n \geq U$  indicates that all forces and moments that are relevant for a given structure need to be considered.

R9.5.1.1 تُدرج حالات التصميم من 9.5.1.1 (أ) إلى (د) القوى والعزوم النموذجية التي يتعين النظر فيها. ومع ذلك، فإن الحالة العامة  $\phi S_n \geq U$  تشير إلى أن جميع القوى و العزوم ذات الصلة في المنشأ تحتاج إلى النظر فيها.

### 9.5.2 Moment

#### 9.5.2 العزم

9.5.2.1 If  $P_u < 0.10f_c' A_g$ ,  $M_n$  shall be calculated in accordance with 22.3.

9.5.2.1 إذا كانت  $P_u < 0.10f_c' A_g$  ، فيجب حساب  $M_n$  وفقاً لـ 22.3.

9.5.2.2 If  $P_u \geq 0.10f_c' A_g$ ,  $M_n$  shall be calculated in accordance with 22.4.

9.5.2.2 إذا كانت  $P_u \geq 0.10f_c' A_g$  ، فيجب حساب  $M_n$  وفقاً لـ 22.4.

9.5.2.3 For prestressed beams, external tendons shall be considered as unbonded tendons in calculating flexural strength, unless the external tendons are effectively bonded to the concrete along the entire length.

9.5.2.3 بالنسبة للكمرات مسبقة الإجهاد ، يجب اعتبار كابلات الشد الخارجية ككابلات غير مترابطة في حساب مقاومة الانحناء ، ما لم يتم ربط الكابلات الخارجية فعلياً بالخرسانة على كامل الطول.

### 9.5.3 Shear

#### 9.5.3 القص

9.5.3.1  $V_n$  shall be calculated in accordance with 22.5.

9.5.3.1  $V_n$  تحسب وفقاً لـ 22.5.

9.5.3.2 For composite concrete beams, horizontal shear strength  $V_{nh}$  shall be calculated in accordance with 16.4.

9.5.3.2 بالنسبة للكمرات الخرسانية المركبة ، يتم حساب مقاومة القص الأفقية  $V_{nh}$  وفقاً لـ 16.4.

### 9.5.4 Torsion

#### 9.5.4 الالتواء

9.5.4.1 If  $T_u < \phi T_{th}$ , where  $T_{th}$  is given in 22.7, it shall be permitted to neglect torsional effects. The minimum reinforcement requirements of 9.6.4 and the detailing requirements of 9.7.5 and 9.7.6.3 need not be satisfied.

9.5.4.1 إذا كان  $T_u < \phi T_{th}$  ، حيث يتم إعطاء  $T_{th}$  في 22.7 ، فإنه يسمح له إهمال التأثيرات الالتوائية. الحد الأدنى لمتطلبات التسليح 9.6.4 ومتطلبات التفاصيل من 9.7.5 و 9.7.6.3 لا تحتاج إلى الاستيفاء بها.

9.5.4.2  $T_n$  shall be calculated in accordance with 22.7.

9.5.4.2  $T_n$  تحسب وفقاً لـ 22.7.

### R9.5.2 Moment

#### R9.5.2 العزم

R9.5.2.2 Beams resisting significant axial forces require consideration of the combined effects of axial forces and moments. These beams are not required to satisfy the provisions of Chapter 10, but are required to satisfy the additional requirements for ties or spirals defined in Table 22.4.2.1. For slender beams with significant axial loads, consideration should be given to slenderness effects as required for columns in 6.2.5.

R9.5.2.2 تتطلب الكمرات المقاومة لقوى محورية كبيرة النظر في التأثيرات المركبة للقوى المحورية والعزوم. هذه الكمرات ليست مطلوبة للاستيفاء بأحكام الفصل 10 ، ولكنها مطلوبة لتلبية المتطلبات الإضافية للكائنات المستطيلة والحلزونية المحددة في الجدول 22.4.2.1. بالنسبة إلى الكمرات النحيفة ذات الأحمال المحورية الكبيرة ، يجب مراعاة تأثيرات النحافة كما هو مطلوب للأعمدة في 5.2.6.

### R9.5.4 Torsion

#### R9.5.4 الالتواء

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

9.5.4.3 Longitudinal and transverse reinforcement required for torsion shall be added to that required for the  $V_u$ ,  $M_u$ , and  $P_u$  that act in combination with the torsion.

9.5.4.3 يتم إضافة التسليح الطولي والعرضي المطلوب للالتواء إلى ما هو مطلوب من أجل  $V_u$  و  $M_u$  و  $P_u$  الذي يعمل في التركيبة مع الالتواء.

R9.5.4.3 The requirements for torsional reinforcement and shear reinforcement are added and stirrups are provided to supply at least the total amount required. Because the reinforcement area  $A_v$  for shear is defined in terms of all the legs of a given stirrup while the reinforcement area  $A_t$  for torsion is defined in terms of one leg only, the addition of transverse reinforcement area is calculated as follows:

R 9.5.4.3 تضاف متطلبات تسليح الالتواء وتسليح القص ، ويتم توفير كانات لتوفير ما لا يقل عن الكمية الإجمالية المطلوبة. لأن مساحة التسليح  $A_v$  للقص معرّفة من حيث جميع ساق الكانات المعطى بينما يتم تحديد مساحة التسليح عند الالتواء من حيث كانات ذات ساق واحد فقط، يتم حساب إضافة مساحة التسليح العرضي على النحو التالي:

$$\text{Total} \left( \frac{A_{v+t}}{s} \right) = \frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s} \quad (\text{R9.5.4.3})$$

If a stirrup group has more than two legs for shear, only the legs adjacent to the sides of the beam are included in this summation because the inner legs would be ineffective for resisting torsion. The longitudinal reinforcement required for torsion is added at each section to the longitudinal reinforcement required for bending moment that acts concurrently with the torsion. The longitudinal reinforcement is then chosen for this sum, but should not be less than the amount required for the maximum bending moment at that section if this exceeds the moment acting concurrently with the torsion.

إذا كان لدى مجموعة الكانات أكثر من ساقين للقص، يتم إدخال الساقين المتجاورتين لجانب الكمره فقط في هذه المجموعة لأن الساق الداخلية ستكون غير فعالة لمقاومة الالتواء. تتم إضافة التسليح الطولي المطلوب للالتواء في كل مقطع إلى التسليح الطولي المطلوب لعزم الانحناء التي تعمل بالتزامن مع الالتواء. ثم يتم اختيار التسليح الطولي لهذا المجموعة، ولكن لا ينبغي أن يكون أقل من الكمية المطلوب من أجل أقصى عزم انحناء في هذا المقطع إذا كان ذلك يتجاوز العزم التي تعمل بالتزامن مع الالتواء.

If the maximum bending moment occurs at one section, such as midspan, while the maximum torsional moment occurs at another, such as the face of the support, the total longitudinal reinforcement required may be less than that obtained by adding the maximum flexural reinforcement, plus the maximum torsional reinforcement. In such a case, the required longitudinal reinforcement is evaluated at several locations.

إذا حدث أقصى عزم انحناء في مقطع واحد، مثل، وسط البحر ، في حين أن الحد الأقصى لعزم الالتواء يحدث في مكان آخر ، مثل وجه الركيزة ، قد يكون إجمالي التسليح الطولي المطلوب أقل من ذلك الذي تم الحصول عليه بإضافة الحد الأقصى من تسليح الانحناء ، زائد أقصى تسليح للالتواء. في مثل هذه الحالة، يتم تقييم التسليح الطولي المطلوب في عدة مواقع.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

9.5.4.4 For prestressed beams, the total area of longitudinal reinforcement,  $A_s$  and  $A_{ps}$ , at each section shall be designed to resist  $M_u$  at that section, plus an additional concentric longitudinal tensile force equal to  $A_l f_y$ , based on  $T_u$  at that section.

9.5.4.4 بالنسبة للكمات مسبقة الإجهاد ، يجب تصميم المساحة الكلية للتسليح الطولي ،  $A_s$  و  $A_{ps}$  ، في كل مقطع لمقاومة  $M_u$  في ذلك المقطع ، بالإضافة إلى قوة شد طولية مركزية إضافية مساوية لـ  $A_l f_y$  ، بناءً على  $T_u$  في ذلك المقطع.

R9.5.4.4 Torsion causes an axial tensile force in the longitudinal reinforcement balanced by the force in the diagonal concrete compression struts. In a nonprestressed beam, the tensile force must be resisted by longitudinal reinforcement having an axial tensile strength of  $A_l f_y$ . This reinforcement is in addition to the required flexural reinforcement and is distributed uniformly inside and around the perimeter of the closed transverse reinforcement so that the resultant of  $A_l f_y$  acts along the axis of the member.

R9.5.4.4 يسبب الالتواء قوة شد محورية في التسليح الطولي متوازنة مع القوة في الركائز القطرية لضغط الخرسانة في كمر غير مسبقة الإجهاد، يجب مقاومة قوة الشد عن طريق تسليح طولي له مقاومة شد محورية من  $A_l f_y$ . هذا التسليح هو بالإضافة إلى تسليح الانحناء المطلوب ويتم توزيعه بشكل منتظم داخل وحول محيط التسليح العرضي المغلق بحيث يكون ناتج  $A_l f_y$  يعمل على طول محور العنصر .

In a prestressed beam, the same approach (providing additional reinforcing bars with strength  $A_l f_y$ ) may be followed, or overstrength of the prestressed reinforcement can be used to resist some of the axial force  $A_l f_y$ . The stress in the prestressed reinforcement at nominal strength will be between  $f_{se}$  and  $f_{ps}$ . A portion of the  $A_l f_y$  force can be resisted by a force of  $A_{ps} \Delta f_{pt}$  in the prestressed reinforcement, where  $\Delta f_{pt}$  is the difference between the stress that can be developed in the strand at the section under consideration and the stress required to resist the bending moment at this section,  $M_u$ .

في الكمر مسبقة الإجهاد، يمكن اتباع نفس النهج (توفير أسياخ تسليح إضافية مع مقاومة  $A_l f_y$ )، أو يمكن استخدام المقاومة الزائدة للتسليح مسبق الإجهاد لمقاومة بعض القوة المحورية  $A_l f_y$ . سيكون الإجهاد في التسليح مسبق الإجهاد عند المقاومة الاسمية بين  $f_{se}$  و  $f_{ps}$ . يمكن مقاومة جزء من قوة  $A_l f_y$  بواسطة قوة من  $A_{ps} \Delta f_{pt}$  في تسليح مسبق الإجهاد، حيث  $\Delta f_{pt}$  هو الفرق بين الإجهاد الذي يمكن تطويره في المقطع قيد الاهتمام والإجهاد المطلوب لمقاومة عزم الانحناء في هذا المقطع ،  $M_u$  .

The stress required to resist the bending moment can be calculated as  $M_u / (\phi 0.9 d A_{ps})$ . For pretensioned strands, the stress that can be developed near the free end of the strand can be calculated using the procedure illustrated in Fig. R25.4.8.3.

يمكن حساب الإجهاد المطلوب لمقاومة عزم الانحناء كـ  $M_u / (\phi 0.9 d A_{ps})$  بالنسبة للكابلات مسبقة الشد، يمكن حساب الإجهاد الذي يمكن تطويره بالقرب من الطرف الحر للكابل باستخدام الإجراء الموضح في الشكل R.4.4.8.3.

9.5.4.5 It shall be permitted to reduce the area of longitudinal torsional reinforcement in the flexural compression zone by an amount equal to  $M_u / (0.9 d f_y)$ , where  $M_u$  occurs simultaneously with  $T_u$  at that section, except that the longitudinal reinforcement area shall not be less than the minimum required in 9.6.4.

9.5.4.5 يجب السماح بتخفيض مساحة تسليح الالتواء الطولي في منطقة انحناء الضغط بمقدار يساوي  $M_u / (0.9 d f_y)$  ، حيث يحدث  $M_u$  في نفس الوقت مع  $T_u$  في ذلك المقطع ، باستثناء أن مساحة التسليح الطولية لا يكون أقل من الحد الأدنى المطلوب في 9.6.4.

R9.5.4.5 The longitudinal tension due to torsion is offset in part by the compression in the flexural compression zone, allowing a reduction in the longitudinal torsional reinforcement required in the compression zone.

R9.5.4.5 يقابل الشد الطولي الناتج عن الالتواء جزئياً بالضغط في منطقة انحناء الضغط، مما يسمح بتخفيض في تسليح الالتواء الطولي المطلوب في منطقة الضغط.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

9.5.4.6 For solid sections with an aspect ratio  $h/bt \geq 3$ , it shall be permitted to use an alternative design procedure, provided the adequacy of the procedure has been shown by analysis and substantial agreement with results of comprehensive tests. The minimum reinforcement requirements of 9.6.4 need not be satisfied, but the detailing requirements of 9.7.5 and 9.7.6.3 apply.

9.5.4.6 بالنسبة للمقاطع المصمتة ذات نسبة العرض إلى الارتفاع  $h/bt \geq 3$ ، يجب أن يسمح باستخدام إجراء تصميمي بديل، بشرط أن يظهر كفاءة الإجراء عن طريق التحليل والاتفاق الجوهري مع نتائج الاختبارات الشاملة. يجب عدم استيفاء الحد الأدنى لمتطلبات التسليح 9.6.4، ولكن متطلبات التفاصيل الخاصة بـ 9.7.5 و 9.7.6.3 تطبق.

9.5.4.7 For solid precast sections with an aspect ratio  $h/bt \geq 4.5$ , it shall be permitted to use an alternative design procedure and open web reinforcement, provided the adequacy of the procedure and reinforcement have been shown by analysis and substantial agreement with results of comprehensive tests. The minimum reinforcement requirements of 9.6.4 and detailing requirements of 9.7.5 and 9.7.6.3 need not be satisfied.

9.5.4.7 بالنسبة للمقاطع المصمتة مسبقة الصب ذات نسبة العرض إلى الارتفاع  $h/bt \geq 4.5$ ، يجب أن يسمح باستخدام إجراء تصميمي بديل وتسليح الشفة الوسطية المفتوحة، بشرط أن يكون الإجراء الكافي والتسليح قد تم إظهارها من خلال التحليل والاتفاق الجوهري مع النتائج من الاختبارات الشاملة. الحد الأدنى لمتطلبات التسليح 9.6.4 وتفاصيل متطلبات 9.7.5 و 9.7.6.3 لا تحتاج إلى الاستيفاء بها.

### 9.6—Reinforcement limits

#### 9.6 - حدود التسليح

9.6.1 Minimum flexural reinforcement in nonprestressed beams

9.6.1 الحد الأدنى لتسليح الانحناء في الكمرات الغير مسبقة الاجهاد

R9.5.4.6 An example of an alternative design that satisfies this provision can be found in Zia and Hsu (2004), which has been extensively and successfully used for design of precast, prestressed concrete spandrel beams with  $h/bt \geq 3$  and closed stirrups. The seventh edition of the PCI Design Handbook (PCI MNL-120) describes the procedure of Zia and Hsu (2004). This procedure was experimentally verified by the tests described in Klein (1986).

R9.5.4.6 يمكن العثور على مثال لتصميم بديل يرضي هذا الحكم في Zia و Hsu (2004)، اللذان تم استخدامهما على نطاق واسع وبجاح لتصميم الكمرات الخرسانية مسبقة الصب و مسبقة الإجهاد مع كمرات دائرية و  $h/bt \geq 3$  و الكانات المغلقة. تصف الطبعة السابعة لكتيب تصميم-PCI (PCI MNL-120) إجراء Zia و Hsu (2004). تم التحقق من هذا الإجراء تجريبياً من خلال الاختبارات الموضحة في كلاين (1986).

R9.5.4.7 The experimental results described in Lucier et al. (2011a) demonstrate that properly designed open web reinforcement is a safe and effective alternative to traditional closed stirrups for precast spandrels with  $h/bt \geq 4.5$ . Lucier et al. (2011b) presents a design procedure that satisfies this provision for slender spandrels and describes the limited conditions to which the procedure applies.

R9.5.4.7 النتائج التجريبية الموصوفة في Lucier et al. (2011 أ) إثبات أن تسليح الشفة الوسطية المفتوحة المصممة بشكل صحيح هو بديل آمن وفعال للكانات المغلقة التقليدية للكمات الدائرية مسبقة الصب مع  $h/bt \geq 4.5$ . لوسير وآخرون (2011ب) يقدم إجراء التصميم الذي يلبي هذا الحكم للنحافة ويصف الحالات المحدودة التي ينطبق عليها الإجراء.

### R9.6—Reinforcement limits

#### R9.6—حدود التسليح

R9.6.1 Minimum flexural reinforcement in nonprestressed beams

R9.6.1 الحد الأدنى من تسليح الانحناء في الكمرات الغير مسبقة الاجهاد



## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

9.6.1.1 A minimum area of flexural reinforcement,  $A_{s,min}$ , shall be provided at every section where tension reinforcement is required by analysis.

6.1.1 9 يجب توفير أقل مساحة لتسليح الانحناء ،  $A_{s,min}$  ، في كل مقطع حيث يتطلب تسليح الشد بواسطة التحليل.

R9.6.1.1 This provision is intended to result in flexural strength exceeding the cracking strength by a margin. The objective is to produce a beam that will be able to sustain loading after the onset of flexural cracking, with visible cracking and deflection, thereby warning of possible overload. Beams with less reinforcement may sustain sudden failure with the onset of flexural cracking. In practice, this provision only controls reinforcement design for beams which, for architectural or other reasons, are larger in cross section than required for strength. With a small amount of tension reinforcement required for strength, the calculated moment strength of a reinforced concrete section using cracked section analysis becomes less than that of the corresponding unreinforced concrete section calculated from its modulus of rupture. Failure in such a case could occur at first cracking and without warning. To prevent such a failure, a minimum amount of tension reinforcement is required in both positive and negative moment regions.

6.1.1 R9 يهدف هذا الحكم إلى زيادة مقاومة الانحناء التي تتجاوز مقاومة التشقق بالحافة. الهدف هو إنتاج كمرة قادرة على تحمل الاحمال بعد بداية تشقق الانحناء، مع تشقق وتشوه مرني، مما يحذر من الحمل الزائد. الكمرة مع أقل تسليح قد تحافظ على الانهيار المفاجئ مع بداية تشقق الانحناء. وعملياً، لا يسيطر هذا الحكم إلا على تصميم التسليح للكمرة التي تكون ، لأسباب معمارية أو لأسباب أخرى ، التي أكبر في المقطع العرضي المطلوب للمقاومة. مع وجود كمية صغيرة من تسليح الشد المطلوبة للمقاومة، تصبح مقاومة العزم المحسوبة لمقطع الخرسانة المسلحة باستخدام تحليل المقطع المتشقق أقل من المقطع الخرساني الغير مسلح المماثل من حساب معامل التمزق. الانهيار في مثل هذه الحالة يمكن أن يحدث في أول تشقق ودون سابق إنذار. لمنع مثل هذا الانهيار، هناك حاجة إلى الحد الأدنى من تسليح الشد في مناطق العزم الموجبة والسالبة.

9.6.1.2  $A_{s,min}$  shall be the greater of (a) and (b), except as provided in 9.6.1.3. For a statically determinate beam with a flange in tension, the value of  $b_w$  shall be the lesser of  $b_f$  and  $2b_w$ .

9.6.1.2  $A_{s,min}$  ، يجب أن يكون أكبر من (أ) و (ب) ، باستثناء ما هو منصوص عليه في 9.6.1.3. بالنسبة للكمرة المحددة استاتيكية مع الشفة العليا في الشد ، تكون قيمة  $b_w$  أقل من  $b_f$  و  $2b_w$  .

$$(a) \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

$$(b) \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

9.6.1.3 If  $A_s$  provided at every section is at least one-third greater than  $A_s$  required by analysis, 9.6.1.1 and 9.6.1.2 need not be satisfied.

9.6.1.3 إذا كان قد تم توفير  $A_s$  في كل مقطع على الأقل بمقدار الثلث أكبر مما هو مطلوب في التحليل ، فلا حاجة إلى تحقيق 9.6.1.1 و 9.6.1.2.

R9.6.1.2 If the flange of a section is in tension, the amount of tension reinforcement needed to make the strength of the reinforced section equal that of the unreinforced section is approximately twice that for a rectangular section or that of a flanged section with the flange in compression. A greater amount of minimum tension reinforcement is particularly necessary in cantilevers and other statically determinate beams where there is no possibility for redistribution of moments.

9.6.1.2 R9 إذا كانت الشفة العليا لمقطع ما في حالة شد ، فستحتاج كمية تسليح الشد إلى جعل مقاومة المقطع المسلح مساوية للمقطع غير المسلح تقريباً ضعف ذلك بالنسبة لمقطع مستطيل أو لمقطع مشقق ذو شفة مع شفة عليا في الضغط. هناك حاجة إلى قدر أكبر من الحد الأدنى من تسليح الشد بشكل خاص في الكابلات وغيرها من الكمرة الكابولية والكمرة الأخرى المحددة استاتيكية حيث لا توجد إمكانية لإعادة توزيع العزم.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

### 9.6.2 Minimum flexural reinforcement in prestressed beams

#### 9.6.2 الحد الأدنى لتسليح الانحناء في الكمرات مسبقة الإجهاد

9.6.2.1 For beams with bonded prestressed reinforcement, total quantity of  $A_s$  and  $A_{ps}$  shall be adequate to develop a factored load at least 1.2 times the cracking load calculated on the basis of  $f_r$  defined in 19.2.3.

9.6.2.1 بالنسبة للكمرات المزودة بتسليح مسبق الإجهاد ، يجب أن تكون الكمية الكلية لـ  $A_s$  و  $A_{ps}$  كافية لوضع حمل مصعد 1.2 مرة على الأقل من حمولة التشقق المحسوبة على أساس  $f_r$  المحددة في 19.2.3.

9.6.2.2 For beams with both flexural and shear design strength at least twice the required strength, 9.6.2.1 need not be satisfied.

9.6.2.2 بالنسبة للكمرات ذات مقاومة تصميمية للانحناء والقص لا تقل عن ضعف المقاومة المطلوبة على الأقل ، لا يلزم استيفاء 9.6.2.1.

9.6.2.3 For beams with unbonded tendons, the minimum area of bonded deformed longitudinal reinforcement  $A_{s,min}$  shall be:

9.6.2.3 بالنسبة للكمرات ذات كابلات شد غير مترابطة ، فإن الحد الأدنى لمساحة التسليح الطولي المحلزن  $A_{s,min}$  ، يجب أن يكون:

$$A_{s,min} = 0.004A_{ct} \quad (9.6.2.3)$$

where  $A_{ct}$  is the area of that part of the cross section between the flexural tension face and the centroid of the gross section.

حيث يمثل  $A_{ct}$  مساحة ذلك الجزء من المقطع العرضي بين وجه أنحناء الشد ومركز المقطع الكلي.

### R9.6.2 Minimum flexural reinforcement in prestressed beams

#### R9.6.2 الحد الأدنى من تسليح الانحناء في الكمرات مسبقة الإجهاد

R9.6.2.1 Minimum flexural reinforcement is required for reasons similar to nonprestressed beams as discussed in R9.6.1.1.

Abrupt flexural failure immediately after cracking does not occur when the prestressing reinforcement is unbonded (ACI 423.3R); therefore, this requirement does not apply to members with unbonded tendons.

R 9.6.2.1 يلزم أقل تسليح للانحناء لأسباب مشابهة للكمرات غير مسبقة الإجهاد كما هو موضح في R9.6.1.1. انهيار الانحناء المفاجئ بعد حدوث التشقق لا يحدث عندما لا يكون التسليح مسبق الإجهاد غير مترابط (ACI 423.3R)؛ لذلك ، لا ينطبق هذا الشرط على العناصر ذات الكابلات الغير مترابطة.

R9.6.2.3 Minimum bonded reinforcement is required by the Code in beams prestressed with unbonded tendons to ensure flexural behavior at ultimate beam strength, rather than tied arch behavior, and to limit crack width and spacing at service load when concrete tensile stresses exceed the modulus of rupture. Providing minimum bonded reinforcement helps to ensure acceptable behavior at all loading stages.

The minimum amount of bonded reinforcement is based on research comparing the behavior of bonded and unbonded post-tensioned beams (Mattock et al. 1971). The minimum bonded reinforcement area required by Eq. (9.6.2.3) is independent of reinforcement  $f_y$ .

R9.6.2.3 مطلوب أقل تسليح لكابلات الشد المترابط من قبل الكود في الكمرات مسبقة الإجهاد مع كابلات غير مترابطة لضمان سلوك الانحناء في مقاومته النهائية للكمرات ، بدلا من سلوك شداد - قوس ، والحد من عرض التشقق والتباعد عند حمل الخدمة عندما تزيد إجهادات الشد للخرسانة لسلوك معامل التمزق. ويساعد توفير الحد الأدنى من التسليح المترابط على ضمان السلوك المقبول في جميع مراحل التحميل .

ويستند الحد الأدنى من التسليح المترابط على البحوث التي تقارن سلوك الكمرات المترابطة و غير مترابطة لاحقة الشد. (Mattock et al. 1971) الحد الأدنى من مساحة التسليح المترابط المطلوب بواسطة المعادلة (9.6.2.3) مستقل عن  $f_y$ .

### 9.6.3 Minimum shear reinforcement

### R9.6.3 Minimum shear reinforcement

#### 9.6.3 أقل تسليح للقص

#### R9.6.3 أقل تسليح للقص

9.6.3.1 A minimum area of shear reinforcement,  $A_{v,min}$ , shall be provided in all regions where  $V_u > 0.083\phi\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$  except for the cases in Table 9.6.3.1. For these cases, at least  $A_{v,min}$  shall be provided where  $V_u > \phi V_c$ .

9.6.3.1 يجب توفير أقل مساحة لتسليح القص ،  $A_{v,min}$  ، في جميع المناطق حيث تكون  $V_u > 0.083\phi\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$  باستثناء الحالات الواردة في الجدول 9.6.3.1. لهذه الحالات، على الأقل  $A_{v,min}$  ، يجب توفيرها حيث  $V_u > \phi V_c$ .

Table 9.6.3.1—Cases where  $A_{v,min}$  is not required if  $V_u \leq \phi V_c$

جدول 9.6.3.1 حالات حيث  $A_{v,min}$  غير مطلوبة إذا كانت  $V_u \leq \phi V_c$

Beam type	Conditions
Shallow depth	$h \leq 250 \text{ mm}$
Integral with slab	$h \leq \text{greater of } 2.5l_f \text{ or } 0.5b_w$ and $h \leq 600 \text{ mm}$
Constructed with steel fiber-reinforced normalweight concrete conforming to 26.4.1.5.1(a), 26.4.2.2(i), and 26.12.7.1(a) and with $f'_c \leq 40 \text{ MPa}$	$h \leq 600 \text{ mm}$ and $V_u \leq 0.17\phi\sqrt{f'_c}b_wd$
One-way joist system	In accordance with 9.8

**R9.6.3.1** Shear reinforcement restrains the growth of inclined cracking so that ductility of the beam is improved and a warning of failure is provided. In an unreinforced web, the formation of inclined cracking might lead directly to failure without warning. Such reinforcement is of great value if a beam is subjected to an unexpected tensile force or an overload. The exception for beams constructed using steel fiber-reinforced concrete is intended to provide a design alternative to the use of shear reinforcement, as defined in 22.5.8.5, for beams with longitudinal flexural reinforcement in which  $V_u$  does not exceed  $0.17\phi f_2 b_w d$ . Chapter 26 specifies design information and compliance requirements that need to be incorporated into the construction documents when steel fiber-reinforced concrete is used for this purpose. Fiber-reinforced concrete beams with hooked or crimped steel fibers, in dosages as required by 26.4.2.2(i), have been shown through laboratory tests to exhibit shear strengths greater than  $0.29 f_2 b_w d$  (Parra-Montesinos 2006). There are no data for the use of steel fibers as shear reinforcement in concrete beams exposed to chlorides from deicing chemicals, salt, salt water, brackish water, seawater, or spray from these sources. Where steel fibers are used as shear reinforcement in corrosive environments, corrosion protection should be considered.

**R9.6.3.1** يقيد تسليح القص من تطور التشقق المائل بحيث يتم تحسين مرونة الكمرة ويتم تقديم تحذير من الانهيار الشفة الوسطية الغير مسلحة ، قد يؤدي تكوين التشقق المائل مباشرة إلى الانهيار دون سابق إنذار. يكون هذا التسليح ذا قيمة كبيرة إذا تعرضت الكمرة لقوة شد غير متوقعة أو حمولة زائدة ، ويهدف الاستثناء من الكمرات الرئيسية التي يتم إنشاؤها باستخدام الخرسانة المسلحة بالألياف إلى توفير تصميم بديل لاستخدام تسليح القص ، كما هو مذكور في 22.5.8.5 ، للكمرات مع التسليح الطولي للالتواء الذي لا يتجاوز فيه  $V_u \leq 0.17\phi\sqrt{f'_c}b_wd$ . يحدد الفصل 26 معلومات التصميم ومتطلبات الامتثال التي يجب دمجها في وثائق البناء عند استخدام الخرسانة المسلحة بالألياف الصلبة لهذا الغرض. كمرات خرسانية مسلحة بالألياف مع ألياف فولاذية معكوفة أو مموجة ، حسب الإضافات المطلوبة في 26.4.2.2 (i) ، تم إظهارها من خلال الاختبارات المعملية لإظهار مقاومة قص أكبر من  $0.29 f_2 b_w d$  (Parra-Montesinos 2006). لا توجد بيانات لاستخدام الألياف صلبة كتسليح للقص في الكمرات الخرسانية المعرضة للكلوريد من المواد الكيميائية لإزالة الجليد ، والملح ، والمياه المالحة ، والمياه المعكرة ، ومياه البحر ، أو الرش من هذه المصادر. في حالة استخدام الألياف صلبة كتسليح للقص في البيئات المسببة للتآكل ، يجب مراعاة الحماية من التآكل.

Joists are excluded from the minimum shear reinforcement requirement as indicated because there is a possibility of load sharing between weak and strong areas. Even when  $V_u$  is less than  $0.083\phi\lambda f_c' bwd$ , the use of some web reinforcement is recommended in all thin-web, post-tensioned members such as joists, wafe slabs, beams, and T-beams, to reinforce against tensile forces in webs resulting from local deviations from the design tendon profile and to provide a means of supporting the tendons in the design profile during construction. If sufficient support is not provided, lateral wobble and local deviations from the smooth parabolic tendon profile assumed in design may result during placement of the concrete. In such cases, the deviations in the tendons tend to straighten out when the tendons are stressed. This process may impose large tensile stresses in webs, and severe cracking may develop if no web reinforcement is provided. Unintended curvature of the tendons, and the resulting tensile stresses in webs, may be minimized by securely tying tendons to stirrups that are rigidly held in place by other elements of the reinforcement cage. The recommended maximum spacing of stirrups used for this purpose is the smaller of  $1.5h$  or  $1.2\text{ m}$ . If applicable, the shear reinforcement provisions of 9.6.3 and 9.7.6.2.2 will require closer stirrup spacings. For repeated loading of beams, the possibility of inclined diagonal tension cracks forming at stresses appreciably smaller than under static loading should be taken into account in design. In these instances, use of at least the minimum shear reinforcement expressed by 9.6.3.4 is recommended even though tests or calculations based on static loads show that shear reinforcement is not required.

البلاطات المعصبة مستثناة من الحد الأدنى من متطلبات تسليح القص كما هو موضح لأن هناك إمكانية لمشاركة الحمل بين المناطق الضعيفة والقوية. حتى عندما يكون  $V_u$  أقل من  $0.083\phi\lambda f_c' bwd$ ، يوصى باستخدام بعض تسليح الشفة الوسطية في جميع العناصر النحيفة على الشفة الوسطية، لاحقة الشد مثل البلاطات المعصبة في اتجاهين، والكمرات، وكمرات T، لتسليح ضد قوى الشد في الشفة الوسطية الناتجة عن الازاحات المحلية عن تصميم الكابلات ولتوفير وسيلة لدعم الكابلات في مقاطع طولية أثناء البناء. إذا لم يتم توفير الدعم الكافي، فقد يؤدي التمايل الجانبي والازاحات المحلية عن تشكيل كابلات مكافئة سلسلة المفترض في التصميم أثناء وضع الخرسانة. في مثل هذه الحالات، تميل الازاحات في الكابلات إلى الاستقامة عندما يتم الضغط على الكابلات. قد تفرض هذه العملية أجهادات شد كبيرة في الشفة الوسطية، وقد يحدث تشقق شديد إذا لم يتم توفير تسليح للشفة الوسطية. يمكن التقليل من الاجهاد على الكابلات الغير مستهدفة، واجهادات الشد الناتجة في الشفة الوسطية، عن طريق ربط الكابلات بشكل آمن بكانات مثبتة بشكل قوي في مكانه بواسطة عناصر أخرى في كانات التسليح. أقصى مسافة موصى بها للكانات المستخدمة لهذا الغرض هي أصغر  $1.5h$  أو  $1.2\text{ متر}$ . إذا كان ذلك ممكناً، ستتطلب أحكام تسليح القص الواردة في الفقرتين 9.6.3 و 9.7.6.2.2 مسافات كانات أقرب. من أجل التحميل المتكرر للكمات، يجب أن تؤخذ في الاعتبار إمكانية حدوث شقوق شد قطرية مائلة تتشكل عند اجهادات أقل بكثير مما هو تحت التحميل الثابت. في هذه الحالات، يوصى باستخدام الحد الأدنى من تسليح القص المعبر عنه في 9.6.3.4 على الرغم من أن الاختبارات أو الحسابات المستندة إلى الأحمال الثابتة تظهر أن تسليح القص غير مطلوب.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**9.6.3.2** For prestressed beams, a minimum area of shear reinforcement,  $A_{v,min}$ , shall be provided in all regions where  $V_u > 0.5\phi V_c$  except for the cases in Table 9.6.3.1. For these cases, at least  $A_{v,min}$  shall be provided where  $V_u > \phi V_c$ .

**9.6.3.2** بالنسبة للكمرة مسبقة الإجهاد ، يجب توفير أقل مساحة من تسليح للقص  $A_{v,min}$  ، في جميع المناطق حيث  $V_u > 0.5\phi V_c$  باستثناء الحالات الواردة في الجدول 9.6.3.1. بالنسبة لهذه الحالات ، يجب توفير  $A_v$  ،  $\min$  على الأقل حيث  $V_u > \phi V_c$ .

**9.6.3.3** If shown by testing that the required  $M_n$  and  $V_n$  can be developed, 9.6.3.1 and 9.6.3.2 need not be satisfied. Such tests shall simulate effects of differential settlement, creep, shrinkage, and temperature change, based on a realistic assessment of these effects occurring in service.

**9.6.3.3** إذا تبين من خلال اختبار إمكانية تطوير  $M_n$  و  $V_n$  المطلوبين ، فلا داعي لتلبية 9.6.3.1 و 9.6.3.2. يجب أن تحاكي هذه الاختبارات تأثيرات الهبوط المتفاوت ، والزحف ، والانكماش ، وتغير درجة الحرارة ، بناءً على تقييم واقعي لهذه التأثيرات التي تحدث في الخدمة.

**9.6.3.4** If shear reinforcement is required and torsional effects can be neglected according to 9.5.4.1,  $A_{v,min}$  shall be in accordance with Table 9.6.3.4.

**9.6.3.4** إذا كان تسليح القص مطلوباً ويمكن إهمال تأثيرات الالتواء وفقاً لـ 9.5.4.1 ،  $A_v$  ، يجب أن يكون الحد الأدنى وفقاً للجدول 9.6.3.4.

Table 9.6.3.4—Required  $A_{v,min}$

الجدول 9.6.3.4 - المقدار المطلوب،  $A_{v,min}$

Beam type	$A_{v,min}/s$	
Nonprestressed and prestressed with $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Greater of:	(a) $0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_y}$
		(b) $0.35 \frac{b_w}{f_y}$
Prestressed with $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	Greater of:	(c) $0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_y}$
		(d) $0.35 \frac{b_w}{f_y}$
	Lesser of:	(e) $\frac{A_{ps}f_{se}}{80 f_y d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$

**R9.6.3.3** When a beam is tested to demonstrate that its shear and flexural strengths are adequate, the actual beam dimensions and material strengths are known. Therefore, the test strengths are considered the nominal strengths  $V_n$  and  $M_n$ . Considering these strengths as nominal values ensures that if the actual material strengths in the field were less than specified, or the member dimensions were in error such as to result in a reduced member strength, a satisfactory margin of safety will be retained due to the strength reduction factor  $\phi$ .

**R9.6.3.3** عندما يتم اختبار الكمرة لإثبات أن القص ومقاومة الانحناء كافية ، فإن أبعاد الكمرة الفعلية ومقاومة المواد معروفة. لذلك ، تعتبر مقاومة الاختبار المقاومة الاسمية  $V_n$  و  $M_n$ . إن مراعاة المقاومة هذه كقيم اسمية تضمن أنه إذا كانت المقاومة الفعلية في الموقع أقل من المحدد ، أو كانت أبعاد العنصر في خطأ مثل أن تؤدي إلى انخفاض مقاومة العنصر ، فسيتم الاحتفاظ بهامش مناسب للأمان بسبب معامل تخفيض المقاومة  $\phi$ .

**R9.6.3.4** Tests (Roller and Russell 1990) have indicated the need to increase the minimum area of shear reinforcement as the concrete strength increases to prevent sudden shear failures when inclined cracking occurs. Therefore, expressions (a) and (c) in Table 9.6.3.4 provide for a gradual increase in the minimum area of transverse reinforcement with increasing concrete strength. Expressions (b) and (d) in Table 9.6.3.4 provide for a minimum area of transverse reinforcement independent of concrete strength and govern for concrete strengths less than 30 MPa. Tests (Olesen et al. 1967) of prestressed beams with minimum web reinforcement based on 9.6.3.4 indicate that the lesser of  $A_{v,min}$  from expressions (c) and (e) is sufficient to develop ductile behavior. Expression (e) is discussed in Olesen et al. (1967).

**R9.6.3.4** أشارت اختبارات (Roller and Russell 1990) إلى الحاجة إلى زيادة الحد الأدنى من مساحة تسليح القص مع زيادة مقاومة الخرسانة لمنع انهيار القص المفاجئ عند حدوث تشقق مائل. لذلك ، فإن التعبيرات (أ) و (ج) في الجدول 9.6.3.4 تنص على زيادة تدريجية في الحد الأدنى من مساحة التسليح العرضي مع زيادة مقاومة الخرسانة. تنص التعبيرات (ب) و (د) في الجدول 9.6.3.4 على منطقة أقل مساحة تسليح عرضي بغض النظر عن مقاومة الخرسانة وتحكم على قوة الخرسانة أقل من 30 ميجا باسكال. تشير الاختبارات (Olesen et al. 1967) للكمرة مسبقة الإجهاد مع الحد الأدنى لتسليح الشفة الوسطية استناداً إلى 9.6.3.4 إلى أن الأقل من  $A_v$  ، دقيقة من التعبيرات (c) و (e) كافية لتطوير السلوك المرن. تمت مناقشة التعبير (هـ) في Olesen et al. (1967).



#### 9.6.4 Minimum torsional reinforcement

##### 9.6.4 الحد الأدنى لتسليح الالتواء

9.6.4.1 A minimum area of torsional reinforcement shall be provided in all regions where  $T_u \geq \phi T_{th}$  in accordance with 22.7.

9.6.4.1 يجب توفير أقل مساحة لتسليح الالتواء في جميع المناطق حيث  $T_u \geq \phi T_{th}$  يتم ضبطها وفقاً لـ 22.7.

9.6.4.2 If torsional reinforcement is required, minimum transverse reinforcement  $(A_v + 2A_t)_{min/s}$  shall be the greater of (a) and (b):

9.6.4.2 إذا كان تسليح الالتواء مطلوب، يجب أن يكون الحد الأدنى من التسليح العرضي  $(A_v + 2A_t)_{min/s}$  أكبر من (a) و (b):

$$(a) 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_y}$$

$$(b) 0.35 \frac{b_w}{f_y}$$

9.6.4.3 If torsional reinforcement is required, minimum area of longitudinal reinforcement  $A_{l,min}$  shall be the lesser of (a) and (b)

9.6.4.3 في حالة الحاجة إلى تسليح الالتواء ، يجب أن يكون الحد الأدنى لمساحة التسليح الطولي  $A_{l,min}$  أقل من (a) و (b)

$$(a) \frac{0.42 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left( \frac{A_t}{s} \right) P_h \frac{f_y}{f_y}$$

$$(b) \frac{0.42 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left( \frac{0.175 b_w}{f_y} \right) P_h \frac{f_y}{f_y}$$

#### R9.6.4 Minimum torsional reinforcement

##### R9.6.4 الحد الأدنى لتسليح الالتواء

R9.6.4.2 The differences in the definitions of  $A_v$  and  $A_t$  should be noted:  $A_v$  is the area of two legs of a closed stirrup, whereas  $A_t$  is the area of only one leg of a closed stirrup. If a stirrup group has more than two legs, only the legs adjacent to the sides of the beam are considered, as discussed in R9.5.4.3. Tests (Roller and Russell 1990) of high-strength reinforced concrete beams have indicated the need to increase the minimum area of shear reinforcement to prevent shear failures when inclined cracking occurs. Although there are a limited number of tests of high-strength concrete beams in torsion, the equation for the minimum area of transverse closed stirrups has been made consistent with calculations required for minimum shear reinforcement.

R9.6.4.2 يجب ملاحظة الاختلافات في تعاريف  $A_v$  و  $A_t$ :  $A_v$  هي مساحة الساق لكائات مغلقة ، بينما تكون منطقة ساق واحد فقط من الكائات المغلقة. إذا كانت مجموعة الكائات لديها أكثر من ساقين ، يتم النظر فقط في الساق المجاورة لجانب الكمرة ، كما هو موضح في R9.5.4.3. أشارت اختبارات (Roller and Russell 1990) من الكمرة الخرسانية المسلحة عالية المقاومة إلى الحاجة إلى زيادة الحد الأدنى من مساحة تسليح القص لمنع انهيار القص عند حدوث التشقق المائل. على الرغم من وجود عدد محدود من اختبارات الكمرة الخرسانية عالية المقاومة في الالتواء، فإن معادلة الحد الأدنى للمساحة المقطع من الكائات المغلقة قد تم صنعها بما يتفق مع الحسابات المطلوبة للحد الأدنى من تسليح القص.

R9.6.4.3 Under combined torsion and shear, the torsional cracking moment decreases with applied shear, which leads to a reduction in torsional reinforcement required to prevent brittle failure immediately after cracking. When subjected to pure torsion, reinforced concrete beam specimens with less than 1 percent torsional reinforcement by volume have failed at first torsional cracking (MacGregor and Ghoneim 1995). Equation 9.6.4.3(a) is based on a 2:1 ratio of torsion stress to shear stress and results in a torsional reinforcement volumetric ratio of approximately 0.5 percent (Hsu 1968). Tests of prestressed concrete beams have shown that a similar amount of longitudinal reinforcement is required.

R 9.6.4.3 في ظل الالتواء والقص المشترك ، تقل عزم التشقق الالتواءية مع القص المطبق ، الأمر الذي يؤدي إلى انخفاض في تسليح الالتواء اللازمة لمنع الانهيار المفاجئ بعد التشقق مباشرة. عند إخضاعها لالتواء نقي، فشلت عينات الكمرة الخرسانية المسلحة ذات تسليح الانحناء أقل من 1٪ بالحجم عند أول تشقق التوائي (MacGregor and Ghoneim 1995). وتتعتمد المعادلة 9.6.4.3 (أ) على نسبة 2:1 من إجهاد الالتواء إلى إجهاد القص، وتنتج إلى زيادة في حجم تسليح الالتواء لنحو 0.5 بالمائة (هسو 1968). وقد أظهرت اختبارات الكمرة الخرسانية مسبقة الإجهاد أن هناك حاجة إلى قدر مماثل من التسليح الطولي.



9.7—Reinforcement detailing

R9.7—Reinforcement detailing

9.7 - تفاصيل التسليح

R9.7 - تفاصيل التسليح

9.7.1 General

9.7.1 عام

9.7.1.1 Concrete cover for reinforcement shall be in accordance with 20.5.1.

9.7.1.1 يجب أن تكون التغطية الخرسانية للتسليح مطابقة لـ 20.5.1.

9.7.1.2 Development lengths of deformed and prestressed reinforcement shall be in accordance with 25.4.

9.7.1.2 يجب أن تكون أطوال التثبيت للتسليح المحلزن ومسبق الإجهاد وفقاً لـ 25.4.

9.7.1.3 Splices of deformed reinforcement shall be in accordance with 25.5.

9.7.1.3 يجب أن تكون توصيلات التسليح المحلزن متوافقة مع 25.5.

9.7.1.4 Along development and lap splice lengths of longitudinal bars with  $f_f \geq 550 \text{ MPa}$ , transverse reinforcement shall be provided such that  $K_{tr}$  shall not be smaller than  $0.5 d_b$ .

9.7.1.4 على طول أطوال التثبيت والتوصيلات المتداخلة للأسياخ الطولية مع  $f_y \geq 550 \text{ MPa}$ ، يجب توفير التسليح العرضي بحيث لا يكون  $K_{tr}$  أصغر من  $0.5 d_b$ .

9.7.1.5 Bundled bars shall be in accordance with 25.6.

9.7.1.5 يجب أن تكون حزمة الأسياخ متوافقة مع 25.6.

9.7.2 Reinforcement spacing

9.7.2 المسافة بين حديد التسليح

R9.7.2 Reinforcement spacing

R9.7.2 المسافة بين حديد التسليح

9.7.2.1 Minimum spacing  $s$  shall be in accordance with 25.2.

9.7.2.1 يجب أن يكون أقل مسافة بين الأسياخ  $S$  متوافقة مع 25.2.

9.7.2.2 For nonprestressed and Class C prestressed beams, spacing of bonded longitudinal reinforcement closest to the tension face shall not exceed  $s$  given in 24.3.

9.7.2.2 بالنسبة للكمرات الغير مسبقة الإجهاد ومسبقة الإجهاد والمصنفة من الفئة C ، يجب ألا يتجاوز المسافات بين التسليح الطولي المترابط الأقرب إلى وجه الشد  $s$  المعطاة في 24.3.

9.7.2.3 For nonprestressed and Class C prestressed beams with  $h$  exceeding 900 mm., longitudinal skin reinforcement shall be uniformly distributed on both side faces of the beam for a distance  $h/2$  from the tension face. Spacing of skin reinforcement shall not exceed  $s$  given in 24.3.2, where  $cc$  is the clear cover from the skin reinforcement to the side face. It shall be permitted to include skin reinforcement in strength calculations if a strain compatibility analysis is made.

9.7.2.3 بالنسبة للكمرات الغير مسبقة الإجهاد مسبقة الإجهاد والمصنفة من الفئة C التي تزيد عن 900 mm ، يجب أن يتم توزيع تسليح الغطاء الطولي بشكل منتظم على الوجهين الجانبيين للكمرات لمسافة  $h/2$  من وجه الشد. يجب ألا تتجاوز المسافات بين تسليح التغطية  $s$  المعطى في 24.3.2، حيث  $cc$  هو الغطاء الصافي من تسليح التغطية إلى الوجه الجانبي. يجب أن يسمح بأدخال تسليح التغطية في حسابات المقاومة إذا تم إجراء تحليل توافق الانفعال.

R9.7.2.3 For relatively deep beams, some reinforcement should be placed near the vertical faces of the tension zone to control cracking in the web (Frantz and Breen 1980; Frosch 2002), as shown in Fig. R9.7.2.3. Without such auxiliary reinforcement, the width of the cracks in the web may exceed the crack widths at the level of the flexural tension reinforcement. The size of the skin reinforcement is not specified; research has indicated that the spacing rather than bar size is of primary importance (Frosch 2002). Bar sizes No. 10 to No. 16, or welded wire reinforcement with a minimum area of  $210 \text{ mm}^2$  per meter of depth, are typically provided.

R9.7.2.3 بالنسبة للكمرات العميقة نسبياً ، ينبغي وضع بعض التسليح بالقرب من الأوجه الرأسية لمنطقة الشد للتحكم في التشقق في الشفة الوسطية (Frantz and Breen 1980; Frosch 2002) ، كما هو موضح في الشكل R9.7.2.3. بدون التسليح المساعد، قد يتجاوز عرض الشقوق في الشفة الوسطية عرض التشقق على مستوى تسليح انحناء الشد. لم يتم تحديد حجم تسليح التغطية. وقد أوضحت الأبحاث أن التباعد بدلاً من حجم السلك ذو أهمية قصوى (Frosch 2002) وعادة ما يتم توفير أحجام الأسياخ من 10 إلى رقم 16 ، أو تسليح الأسلاك الملحومة بما لا يقل عن  $210 \text{ mm}^2$  لكل متر من العمق.

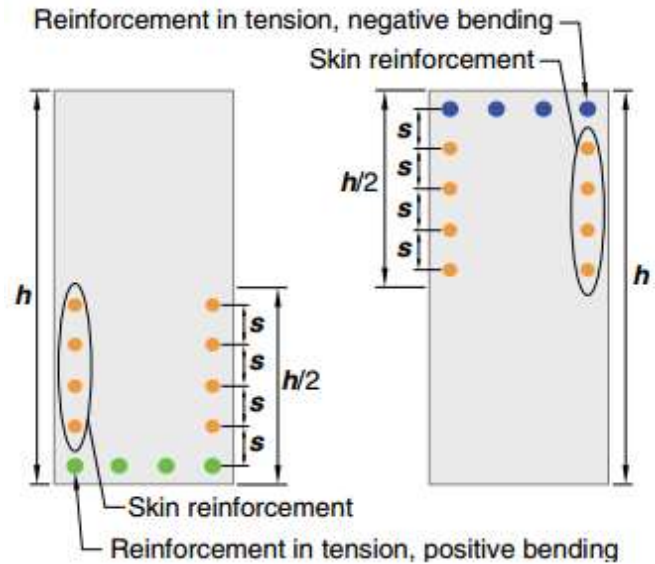


Fig. R9.7.2.3—Skin reinforcement for beams and joists with  $h > 900 \text{ mm}$ .

الشكل - R9.7.2.3. تسليح التغطية للكمرات والبلاطات المعصبة ذات  $h > 900 \text{ mm}$ .

### 9.7.3 Flexural reinforcement in nonprestressed beams

#### 9.7.3 تسليح الانحناء في الكمرات الغير مسبقة الاجهاد

9.7.3.1 Calculated tensile or compressive force in reinforcement at each section of the beam shall be developed on each side of that section.

9.7.3.1 يتم تثبيت تسليح قوة الضغط والشد المحسوبة في كل مقطع من الكمرات على كل جانب من هذا المقطع.

9.7.3.2 Critical locations for development of reinforcement are points of maximum stress and points along the span where bent or terminated tension reinforcement is no longer required to resist flexure.

9.7.3.2 المواقع الحرجة لتثبيت التسليح هي نقاط أقصى إجهاد والنقاط على طول البحر حيث لم يعد هناك حاجة لتسليح الشد المنحني أو المنتهي لمقاومة الانحناء.

### R9.7.3 Flexural reinforcement in nonprestressed beams

#### R9.7.3 تسليح الانحناء في الكمرات الغير مسبقة الاجهاد

R9.7.3.2 In Codes before 2014, one of the critical sections was defined as the location where adjacent reinforcement terminates or is bent. In the 2014 Code, this critical section is redefined as the location, “where bent or terminated tension reinforcement is no longer required to resist flexure.” Critical sections for a typical continuous beam are indicated with a “c” for points of maximum stress or an “x” for points where bent or terminated tension reinforcement is no longer required to resist flexure (Fig. R9.7.3.2). For uniform loading, the positive reinforcement extending into the support is more likely governed by the requirements of 9.7.3.8.1 or 9.7.3.8.3 than by development length measured from a point of maximum moment or bar cutoff.

R9.7.3.2 في الأكواد قبل 2014 ، تم تعريف أحد المقاطع الحرجة على أنه الموقع الذي ينتهي فيه التسليح المجاور أو ينحني. في كود 2014 ، تم إعادة تعريف هذا المقطع الحرج كموقع ، “حيث لم يعد هناك حاجة لتسليح الشد المنحني أو المنتهي لمقاومة الانحناء”. يشار إلى المقاطع الحرجة لكمره مستمرة نموذجية بـ “c” لنقاط أقصى إجهاد أو “x” بالنسبة للنقاط التي لم يعد يلزم فيها تسليح الشد المنحني أو المنتهي لمقاومة الانحناء (الشكل R9.7.3.2). بالنسبة للتحميل المنتظم، فإن تسليح العزم الموجب في الركيزة يكون محكومًا على الأرجح باحتياجات 9.7.3.8.1 أو 9.7.3.8.3 من طول التثبيت من نقطة أقصى عزم أو السيلخ المقطوع .

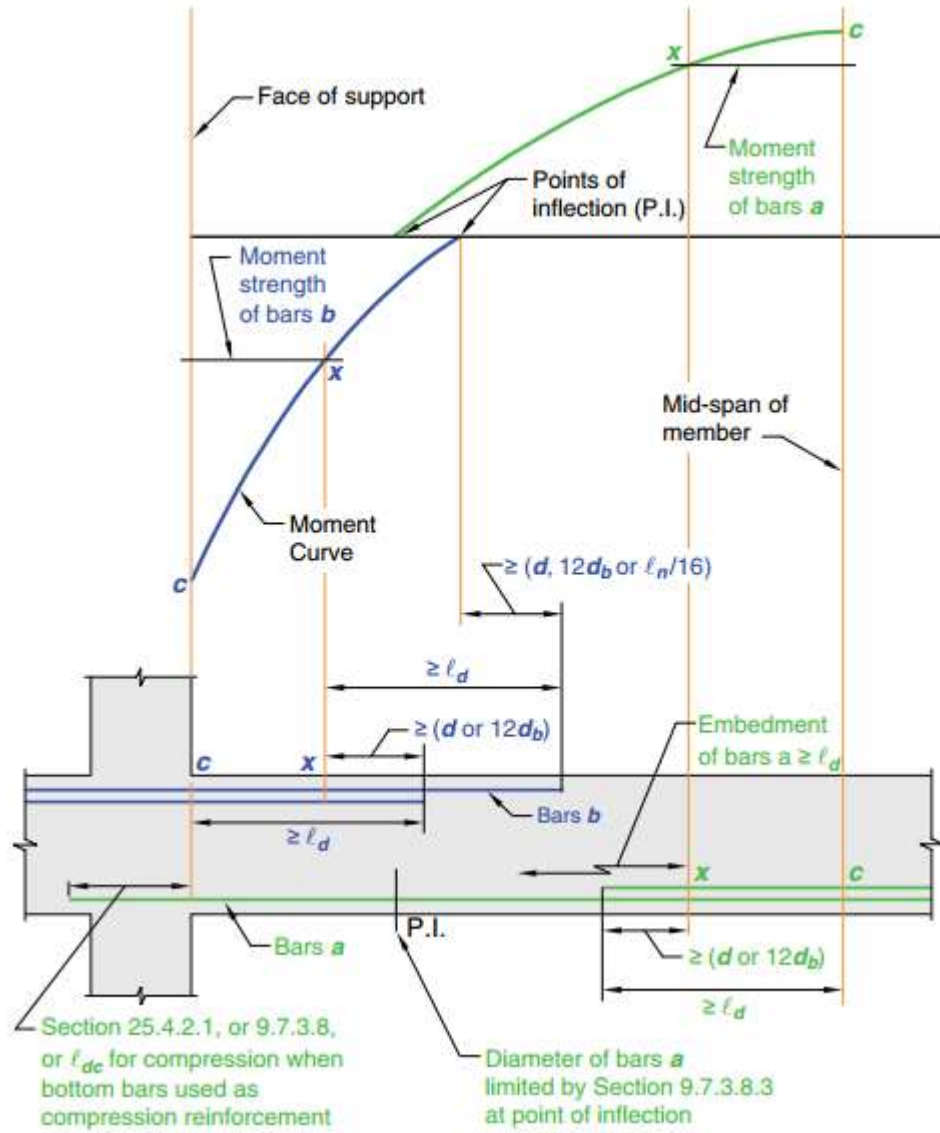


Fig. R9.7.3.2—Development of flexural reinforcement in a typical continuous beam.

الشكل - R9.7.3.2. تسليح الانحناء في كمره مستمره نموذجية

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

9.7.3.3 Reinforcement shall extend beyond the point at which it is no longer required to resist flexure for a distance equal to the greater of  $d$  and  $12db$ , except at supports of simply supported spans and at free ends of cantilevers.

9.7.3.3 يجب أن يمتد التسليح إلى أبعد من النقطة التي لم تعد مطلوبة لمقاومة الانحناء لمسافة مساوية لأكثر من  $d$  و  $12db$  ، باستثناء ركانز البحور بسيطة الاستناد وفي الأطراف الحرة للكوابيل.

R9.7.3.3 The moment diagrams customarily used in design are approximate; some shifting of the location of maximum moments may occur due to changes in loading, settlement of supports, lateral loads, or other causes.

R9. 7.3.3 تعد الرسوم البيانية للعزم المستخدمة عادة في التصميم تقريبية ؛ قد يحدث بعض التحول في موقع العزم القصوى بسبب التغيرات في التحميل ، أو هبوط الركانز ، أو الأحمال الجانبية ، أو أسباب أخرى .

A diagonal tension crack in a flexural member without stirrups may shift the location of the calculated tensile stress approximately a distance  $d$  toward a point of zero moment.

قد يؤدي تشقق الشد القطري في العنصر المنحني بدون كانات إلى تغيير موقع إجهاد الشد المحسوب على مسافة  $d$  نحو نقطة صفر العزم

If stirrups are provided, this effect is less severe, although still present to some extent. To provide for shifts in the location of maximum moments, the Code requires the extension of reinforcement a distance  $d$  or  $12db$  beyond the point at which it is calculated to be no longer required to resist flexure, except as noted. Cutoff points of bars to meet this requirement are illustrated in Fig. R9.7.3.2. If different bar sizes are used, the extension should be in accordance with the diameter of the bar being terminated.

إذا تم توفير كانات، يكون هذا التأثير أقل حدة، على الرغم من أنه لا يزال موجوداً إلى حد ما. لتوفير التغير في موقع أقصى عزم، يتطلب الكود تمديد التسليح مسافة  $d$  أو  $12db$  بعد النقطة التي يتم فيها حساب أنه لم يعد مطلوباً لمقاومة الانحناء، باستثناء ما هو مذكور. يتم توضيح نقاط القطع للسبيخ لتلبية هذا المطلب في الشكل R9.7.3.2. إذا تم استخدام أحجام السبيخ المختلفة، يجب أن يكون التمديد وفقاً لقطر السبيخ الذي يتم إنشاؤه.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

9.7.3.4 Continuing flexural tension reinforcement shall have an embedment length at least  $\ell_d$  beyond the point where bent or terminated tension reinforcement is no longer required to resist flexure.

9.7.3.4 يجب أن يكون تسليح انحناء الشد المستمر بطول غرز لا يقل عن  $\ell_d$  بعد النقطة التي لم يعد يلزم فيها تسليح الشد المنحني أو المنتهي لمقاومة الانحناء.

9.7.3.5 Flexural tension reinforcement shall not be terminated in a tension zone unless (a), (b), or (c) is satisfied: (a)  $V_u \leq (2/3)\phi V_n$  at the cutoff point (b) For No. 36 bars and smaller, continuing reinforcement provides double the area required for flexure at the cutoff point and  $V_u \leq (3/4)\phi V_n$  (c) Stirrup or hoop area in excess of that required for shear and torsion is provided along each terminated bar or wire over a distance  $3/4d$  from the termination point. Excess stirrup or hoop area shall be at least  $0.41b_{ws}/f_{yt}$ . Spacing  $s$  shall not exceed  $d/(8\beta_b)$

9.7.3.5 لا يتم إنهاء تسليح انحناء الشد في منطقة الشد ما لم (أ) أو (ب) أو (ج) يكون مستوفاً: (أ)  $V_u \leq (2/3)\phi V_n$  عند نقطة القطع (ب) للشيخ رقم 36 وأصغر ومستمرًا يوفر مضاعفة المساحة المطلوبة للانحناء عند نقطة القطع و (c)  $V_u \leq (3/4)\phi V_n$  يتم توفير مساحة الكانات أو الأطواق الزائدة عن تلك المطلوبة للقصر والالتواء على طول كل شيخ منتهي أو سلك على مسافة  $3/4d$  من نقطة الإنهاء. يجب أن تكون الكانة الزائدة أو مساحة الأطواق على الأقل  $0.41b_{ws}/f_{yt}$ . يجب ألا يتجاوز التباعد  $s$  عن  $d/(8\beta_b)$ .

9.7.3.6 Adequate anchorage shall be provided for tension reinforcement where reinforcement stress is not directly proportional to moment, such as in sloped, stepped, or tapered beams, or where tension reinforcement is not parallel to the compression face.

9.7.3.6 يجب توفير تثبيت مناسب لتسليح الشد حيث لا يكون إجهاد التسليح متناسبًا بشكل مباشر مع العزم ، كما هو الحال في الكمرات المائلة أو على شكل خطوات أو المدببة، أو عندما لا يكون تسليح الشد موازيا لوجه الضغط.

9.7.3.7 Development of tension reinforcement by bending across the web to be anchored or made continuous with reinforcement on the opposite face of beam shall be permitted.

9.7.3.7 يسمح بتثبيت تسليح الشد عن طريق الانحناء عبر الشفة الوسطية بحيث تكون مثبتة أو متواصلة مع التسليح على الوجه المعاكس للكمرة.

R9.7.3.4 Local peak stresses exist in the remaining bars wherever adjacent bars are cut off in tension regions. In Fig. R9.7.3.2, an "x" is used to indicate the point where terminated tension reinforcement is no longer required to resist flexure. If bars were cut off at this location (the required cutoff location is beyond this point in accordance with 9.7.3.3), peak stresses in the continuing bars would reach  $f_y$  at "x". Therefore, the continuing reinforcement is required to have a full  $\ell_d$  extension as indicated.

R9.7.3.4 توجد أقصى نقاط للشد محلية في الاسياخ المتبقية حيث يتم قطع الاسياخ المتجاورة في مناطق الشد. في الشكل R9.7.3.2، يتم استخدام "x" للإشارة إلى النقطة التي لم تعد ضرورية لتسليح الشد ويكون الطول غير مطلوب لمقاومة الانحناء. إذا تم قطع الاسياخ في هذا الموقع (القطع المطلوب هو أبعد من هذه النقطة وفقاً لـ 9.7.3.3)، فإن أقصى نقاط للأجهاد في الاسياخ المستمرة ستصل إلى  $f_y$  عند "x". لذلك، يلزم استمرار التسليح على كامل الامتداد  $\ell_d$  كما هو محدد.

R9.7.3.5 Reduced shear strength and loss of ductility when bars are cut off in a tension zone, as in Fig. R9.7.3.2, have been reported. The Code does not permit flexural reinforcement to be terminated in a tension zone unless additional conditions are satisfied. Flexural cracks tend to open at low load levels wherever any reinforcement is terminated in a tension zone. If the stress in the continuing reinforcement and the shear strength are each near their limiting values, diagonal tension cracking tends to develop prematurely from these flexural cracks. Diagonal cracks are less likely to form where shear stress is low (9.7.3.5(a)) or flexural reinforcement stress is low (9.7.3.5(b)). Diagonal cracks can be restrained by closely spaced stirrups (9.7.3.5(c)). These requirements are not intended to apply to tension splices that are covered by 25.5.

R9.7.3.5 تم الإبلاغ عن انخفاض مقاومة القص وفقدان المرونة عند قطع الاسياخ في منطقة الشد ، كما هو موضح في الشكل R9.7.3.2. لا يسمح الكود بإنهاء تسليح الانحناء في منطقة الشد ما لم يتم استيفاء شروط إضافية. تميل الشقوق الانحنائية إلى التوسع عند مستويات الحمولة المنخفضة أينما يتم إنهاء أي تسليح في منطقة الشد. إذا كان الإجهاد في التسليح المستمر ومقاومة القص يقترب كل منهما من قيمهما المقيدة، فإن التشقق الناتج عن الشد المائل يميل إلى التطور مبكراً من هذه الشقوق الانحنائية. الشقوق القطرية هي أقل احتمالاً للتشكل حيث يكون إجهاد القص منخفض (9.7.3.5 (a)) أو إجهاد تسليح الانحناء منخفض (9.7.3.5 (b)). يمكن مقاومة الشقوق القطرية عن طريق كانات متقاربة (9.7.3.5 (ج)). لا يُفصد من هذه المتطلبات أن تنطبق على توصيلات كابلات الشد المحددة في 25.5.

R9.7.3.7 A bar bent to the far face of a beam and continued there may be considered effective in satisfying 9.7.3.3 to the point where the bar crosses the mid-depth of the member.

R9.7.3.7 قد يُنظر إلى الشيخ المنحني على الوجه البعيد للكمرة ويستمر هناك بشكل فعال في استيفاء 9.7.3.3 إلى النقطة التي يتقاطع فيها الشيخ مع منتصف العمق للعنصر.



#### 9.7.3.8 Termination of reinforcement

##### 9.7.3.8 إنهاء التسليح

9.7.3.8.1 At simple supports, at least one-third of the maximum positive moment reinforcement shall extend along the beam bottom into the support at least 150 mm., except for precast beams where such reinforcement shall extend at least to the center of the bearing length.

9.7.3.8.1 في الركانز البسيطة ، يجب أن يمتد على الأقل ثلث تسليح أقصى عزم موجب على طول قاع الكمرة إلى الركيزة على الأقل 150 mm ، باستثناء الكمرات مسبقة الصب التي يمتد فيها هذا التسليح على الأقل إلى مركز طول التحميل.

9.7.3.8.2 At other supports, at least one-fourth of the maximum positive moment reinforcement shall extend along the beam bottom into the support at least 150 mm. and, if the beam is part of the primary lateral-load resisting system, shall be anchored to develop  $f_y$  at the face of the support.

9.7.3.8.2 في الركانز الأخرى ، يجب أن يمتد على الأقل ربع تسليح أقصى عزم موجب على طول قاع الكمرة إلى الركيزة على الأقل 150 mm ، وإذا كانت الكمرة جزءاً من نظام مقاومة الحمل الجانبي الرئيسي ، يجب أن تكون مثبتة لتثبيت  $f_y$  عند وجه الركيزة.

9.7.3.8.3 At simple supports and points of inflection,  $d_b$  for positive moment tension reinforcement shall be limited such that  $\ell$  for that reinforcement satisfies (a) or (b). If reinforcement terminates beyond the centerline of supports by a standard hook or a mechanical anchorage at least equivalent to a standard hook, (a) or (b) need not be satisfied. (a)  $\ell_d \leq (1.3M_n/V_u + \ell_a)$  if end of reinforcement is confined by a compressive reaction (b)  $\ell_d \leq (M_n/V_u + \ell_a)$  if end of reinforcement is not confined by a compressive reaction  $M_n$  is calculated assuming all reinforcement at the section is stressed to  $f_y$ , and  $V_u$  is calculated at the section. At a support,  $\ell_a$  is the embedment length beyond the center of the support. At a point of inflection,  $\ell_a$  is the embedment length beyond the point of inflection limited to the greater of  $d$  and  $12d_b$ .

9.7.3.8.3 عند الركانز البسيطة ونقاط الانعطاف ،  $d_b$  لتسليح عزم الشد الموجب ، يجب أن تكون محدودة بحيث يكون التسليح مستوفي (أ) أو (ب). إذا انتهى التسليح إلى بعد خط المركز للركانز بواسطة خطاف قياسي أو تثبيت ميكانيكي يعادل على الأقل خطافاً قياسيًّا، فلا يلزم استيفاء (أ) أو (ب). (أ)  $\ell_d \leq (1.3M_n / V_u + \ell_a)$  إذا تم حصر نهاية التسليح بواسطة رد فعل انضغاطي (b)  $\ell_d \leq (M_n / V_u + \ell_a)$  إذا لم يتم حصر نهاية التسليح بواسطة رد فعل انضغاطي يتم حساب  $M_n$  بافتراض أن يتم التأكد على جميع التسليح في المقطع المجهد إلى  $f_y$  ، ويتم حساب  $V_u$  في المقطع. عند الركيزة،  $\ell_a$  هي طول الغرز بعد مركز الركيزة. عند نقطة الانعطاف ،  $\ell_a$  هو طول الغرز إلى بعد نقطة الانعطاف لأكبر من  $d$  و  $12d_b$ .

#### R9.7.3.8 Termination of reinforcement

##### R9.7.3.8 إنهاء التسليح

R9.7.3.8.1 Positive moment reinforcement is extended into the support to provide for some shifting of the moments due to changes in loading, settlement of supports, and lateral loads. It also enhances structural integrity. For precast beams, tolerances and reinforcement cover should be considered to avoid bearing on plain concrete where reinforcement has been discontinued.

R9.7.3.8.1 يتم تمديد تسليح العزم الموجب في الركيزة لتوفير بعض الازاحات في العزم بسبب التغيرات في التحميل وهبوط الركانز والأحمال الجانبية. كما أنه تسليح للتكامل الإنشائي. وبالنسبة للكمرة مسبقة الصب، يجب مراعاة التفاوت وغطاء التسليح لتجنب التحميل على الخرسانة العادية حيث تم إنهاء التسليح.

R9.7.3.8.2 Development of the positive moment reinforcement at the support is required for beams that are part of the primary lateral-load resisting system to provide ductility in the event of moment reversal.

R9.7.3.8.2 يتطلب تسليح العزم الموجب عند الركيزة للكمرة التي هي جزء من نظام مقاومة الحمل الجانبي الأساسي لتوفير مرونة في حالة انعكاس العزم.

R9.7.3.8.3 The diameter of the positive moment tension reinforcement is limited to ensure that the bars are developed in a length short enough such that the moment capacity is greater than the applied moment over the entire length of the beam. As illustrated in the moment diagram of Fig. R9.7.3.8.3(a), the slope of the moment diagram is  $V_u$ , while the slope of moment development is  $M_n/\ell_d$ , where  $M_n$  is the nominal flexural strength of the cross section.

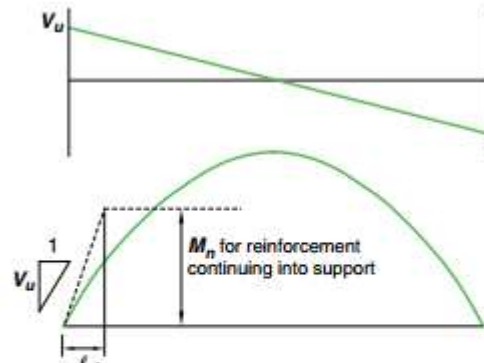
R9.7.3.8.3 يقتصر قطر تسليح عزم الشد الموجب على الحد لضمان الاسياخ مثبتة بطول قصير كافٍ يكون ذلك عند أكبر عزم من زياده في العزم المطبق خلال طول الكمره. كما هو موضح في مخطط العزم الشكل R9.7.3.8.3 (a) ، فإن الميل في مخطط العزم هو  $V_u$  ، في حين أن ميل العزم الثابت هو  $M_n/\ell_d$  ، حيث  $M_n$  هي مقاومة الانحناء الاسمية للمقطع العرضي.

By sizing the reinforcement such that the capacity slope  $M_n/\ell_d$  equals or exceeds the demand slope  $V_u$ , proper development is provided. Therefore,  $M_n/V_u$  represents the available development length. Under favorable support conditions, a 30 percent increase for  $M_n/V_u$  is permitted when the ends of the reinforcement are confined by a compressive reaction. The application of this provision is illustrated in Fig. R9.7.3.8.3(b) for simple supports and in Fig. R9.7.3.8.3(c) for points of inflection. For example, the bar size provided at a simple support is satisfactory only if the corresponding bar,  $\ell_d$ , calculated in accordance with 25.4.2, does not exceed  $1.3M_n/V_u + \ell_a$ . The  $\ell_a$  to be used at points of inflection is limited to the effective depth of the member  $d$  or 12 bar diameters ( $12d_b$ ), whichever is greater. The  $\ell_a$  limitation is provided because test data are not available to show that a long end anchorage length will be fully effective in developing a bar that has only a short length between a point of inflection and a point of maximum stress.

. من خلال تحديد حجم التسليح بحيث يساوي ميل السعة  $Mn/\ell_d$  أو يتجاوز الميل المطلوب  $V_u$  ، يتم توفير التثبيت المناسب. لذلك، يمثل  $Mn / V_u$  طول التثبيت المتاح. في ظل حالات الركيزة المناسبة، يتم السماح بزيادة 30 في المئة من  $Mn / V_u$  عندما تكون نهايات التسليح محصورة بواسطة رد فعل الضغط يوضح هذا الحكم في الشكل (b) R9.7.3.8.3 للركائز البسيطة وفي الشكل (c) R9.7.3.8.3 لنقاط الانعكاس. على سبيل المثال، لا يكون حجم السيخ المتوفر عند دعم بسيط مرضياً إلا إذا كان السيخ المقابل،  $\ell_d$  ، محسوب وفقاً لـ 25.4.2 ، لا يتجاوز 1.3  $Mn / V_u + \ell_a$ . يقتصر استخدام  $\ell_a$  المراد استخدامه عند نقاط الانعطاف على العمق الفعلي للعناصر  $d$  أو سيخ 12 (12db)، أيهما أكبر. يتم توفير  $\ell_a$  لأن بيانات الاختبار غير متوفرة لإثبات أن طول التثبيت منتهي الطول سيكون فعالاً بشكل كامل في تثبيت السيخ الذي يحتوي على طول قصير فقط بين نقطة انعطاف ونقطة أقصى إجهاد.

9.7.3.8.4 At least one-third of the negative moment reinforcement at a support shall have an embedment length beyond the point of inflection at least the greatest of  $d$ , 12db, and  $\ell_n/16$ .

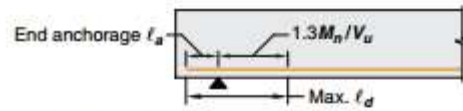
9.7.3.8.4 يجب أن يكون على الأقل ثلث تسليح العزم السالب عند الركيزة طول غرز يتجاوز نقطة الانعطاف على الأقل أكبر من  $d$  و 12db و  $\ell_n / 16$



$$\text{Capacity slope } \left( \frac{M_n}{\ell_d} \right) \geq \text{Demand slope } (V_u)$$

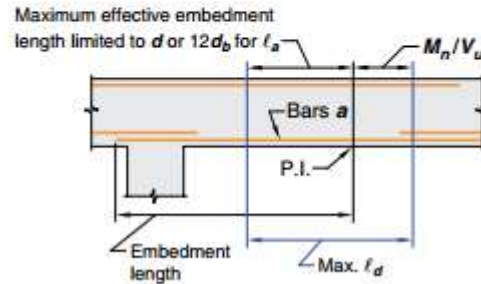
$$\ell_d \leq \frac{M_n}{V_u}$$

(a) Positive  $M_u$  Diagram



Note: The 1.3 factor is applicable only if the reaction confines the ends of the reinforcement

(b) Maximum  $\ell_d$  at simple support



(c) Maximum  $\ell_d$  for bars "a" at point of inflection

Fig. R9.7.3.8.3—Determination of maximum bar size according to 9.7.3.8.3.

الشكل - R.9.7.3.8.3 : تحديد أقصى حجم للسيخ وفقاً لـ 9.7.3.8.3.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

#### 9.7.4 Flexural reinforcement in prestressed beams

#### R9.7.4 Flexural reinforcement in prestressed beams

##### 9.7.4 تسليح الانحناء في الكمرات مسبقة الإجهاد

##### R9.7.4 تسليح الانحناء في الكمرات مسبقة الإجهاد

9.7.4.1 External tendons shall be attached to the member in a manner that maintains the specified eccentricity between the tendons and the concrete centroid through the full range of anticipated member deflections.

R9.7.4.1 External tendons are often attached to the concrete beam at various locations between anchorages, such as midspan, quarter points, or third points, for desired load balancing effects, for tendon alignment, or to address tendon vibration concerns. Consideration should be given to the effects caused by the tendon profile shifting in relationship to the concrete centroid as the member deforms under effects of post tensioning and applied load.

9.7.4.1 تعلق كابلات الشد الخارجية بالعنصر بطريقة تحافظ على اللامركزية المحددة بين كابلات الشد ومركز الخرسانة من خلال المجال الكامل للتشوهات المتوقعة للعنصر.

R9.7.4.1 غالباً ما ترتبط الكابلات الخارجية بالكمرة الخرسانية في مواقع مختلفة بين المثبتات ، مثل منتصف المسافة ، نقاط الربع ، أو نقاط الثلث ، لتأثيرات توازن التحميل المرغوبة ، لمسار الكابلات أو لمعالجة اهتزازات الكابلات. يجب مراعاة التأثيرات التي يسببها الإزاحة الطولية للكابلات في العلاقة مع مركز الخرسانة حيث يتشوه العنصر تحت تأثير حمل الشد اللاحق والحمل المطبق.

9.7.4.2 If nonprestressed reinforcement is required to satisfy flexural strength, the detailing requirements of 9.7.3 shall be satisfied.

R9.7.4.2 Nonprestressed reinforcement should be developed to achieve factored load forces. The requirements of 9.7.3 provide that bonded reinforcement required for flexural strength under factored loads is developed to achieve tensile or compressive forces.

9.7.4.2 في حالة الحاجة إلى تسليح غير مسبقي الإجهاد لاستيفاء مقاومة الانحناء ، يجب استيفاء متطلبات التفاصيل الخاصة بـ 9.7.3.

#### 9.7.4.3 Termination of prestressed reinforcement

R9.7.4.2 يجب تثبيت التسليح الغير مسبقي الإجهاد لتحقيق قوى الحمل المصعدة. متطلبات 9.7.3 تنص على أن التسليح المترابط المطلوب لمقاومة الانحناء تحت تأثير الأحمال المصعدة وضعت لتحقيق قوى الشد أو الضغط.

##### 9.7.4.3 إنهاء التسليح مسبقي الإجهاد

9.7.4.3.1 Post-tensioned anchorage zones shall be designed and detailed in accordance with 25.9.

##### 9.7.4.3.1 يتم تصميم وتفصيل مناطق التثبيت لاحقة الشد حسب 25.9.

9.7.4.3.2 Post-tensioning anchorages and couplers shall be designed and detailed in accordance with 25.8.

9.7.4.3.2 يجب تصميم مثبتات ومزدوجات لاحقة الشد وتفصيلها وفقاً لـ 25.8.

#### 9.7.4.4 Termination of deformed reinforcement in beams with unbonded tendons

#### R9.7.4.4 Termination of deformed reinforcement in beams with unbonded tendons

##### 9.7.4.4 إنهاء التسليح المحلزن في الكمرات ذات كابلات شد غير مترابطة

##### R9.7.4.4 إنهاء التسليح المحلزن في الكمرات ذات كابلات شد غير مترابطة

9.7.4.4.1 Length of deformed reinforcement required by 9.6.2.3 shall be in accordance with (a) and (b): (a) At least  $\ell_n/3$  in positive moment areas and be centered in those areas (b) At least  $\ell_n/6$  on each side of the face of support in negative moment areas

R9.7.4.4.1 The minimum lengths apply for bonded reinforcement required by 9.6.2.3. Research (Odello and Mehta 1967) on continuous spans shows that these minimum lengths provide satisfactory behavior under service load and factored load conditions.

9.7.4.4.1 طول التسليح المحلزن الذي تتطلبه الفقرة 9.6.2.3 يجب أن يكون وفقاً لـ (أ) و (ب): (أ) على الأقل  $\ell_n/3$  في مناطق العزوم الموجبة وأن يتمركز في تلك المناطق (ب) على الأقل  $\ell_n/6$  على كل جانب من جوانب الركيزة في مناطق العزوم السالبة.

R9.7.4.4.1 ينطبق الحد الأدنى للأطوال على التسليح المترابط المطلوب في 9.6.2.3. تظهر الأبحاث (Odello and Mehta 1967) على البحور المستمرة أن هذه الأطوال القليلة توفر سلوكاً مرضياً تحت تأثير حمل الخدمة وحالات الحمل المصعد.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

#### 9.7.5 Longitudinal torsional reinforcement

#### R9.7.5 Longitudinal torsional reinforcement

##### 9.7.5 التسليح الطولي للالتواء

##### R9.7.5 التسليح الطولي للالتواء

9.7.5.1 If torsional reinforcement is required, longitudinal torsional reinforcement shall be distributed around the perimeter of closed stirrups that satisfy 25.7.1.6 or hoops with a spacing not greater than 300 mm. The longitudinal reinforcement shall be inside the stirrup or hoop, and at least one longitudinal bar or tendon shall be placed in each corner.

9.7.5.1 في حالة الحاجة إلى تسليح الالتواء ، يتم توزيع التسليح الطولي للالتواء حول محيط الكانات المغلقة التي تستوفي 25.7.1.6 أو الأطواق مع تباعد لا يزيد عن 300 mm . يجب أن يكون التسليح الطولي داخل الكانة أو الطوق، ويجب وضع كابل شد أو سيخ طولي واحد على الأقل في كل زاوية.

9.7.5.2 Longitudinal torsional reinforcement shall have a diameter at least 0.042 times the transverse reinforcement spacing, but not less than 10 mm.

9.7.5.2 يجب أن يكون للتسليح الطولي للالتواء قطر على الأقل 0.042 أضعاف تباعد التسليح العرضي ، ولكن لا يقل عن 10 mm.

9.7.5.3 Longitudinal torsional reinforcement shall extend for a distance of at least (bt + d) beyond the point required by analysis.

9.7.5.3 يجب أن يمتد التسليح الطولي للالتواء لمسافة على الأقل (bt + d) تتجاوز النقطة المطلوبة بواسطة التحليل.

9.7.5.4 Longitudinal torsional reinforcement shall be developed at the face of the support at both ends of the beam

9.7.5.4 يجب تثبيت التسليح الطولي للالتواء عند وجه الركيزة على طرفي الكمر.

R9.7.5.1 Longitudinal reinforcement is needed to resist the sum of the longitudinal tensile forces due to torsion. Because the force acts along the centroidal axis of the section, the centroid of the additional longitudinal reinforcement for torsion should approximately coincide with the centroid of the section. The Code accomplishes this by requiring the longitudinal torsional reinforcement be distributed around the perimeter of the closed stirrups. Longitudinal bars or tendons are required in each corner of the stirrups to provide anchorage for the stirrup legs. Corner bars have also been found to be effective in developing torsional strength and controlling cracks.

R9.7.5.1 يستخدم التسليح الطولي لمقاومة مجموع قوى الشد الطولية بسبب الالتواء . لأن القوة تعمل على طول المحور المركزي للمقطع، فإن مركز التسليح الطولي الإضافي للالتواء يجب أن يتزامن تقريباً مع مركز المقطع. ينجز الكود هذا من خلال طلب زيادة التسليح الطولي للالتواء حول محيط الكانات المغلقة . مطلوبة الاسياخ الطولية أو الكابلات في كل زاوية من زوايا الكانات لتوفير تثبيت لسبقان الكانات . كما تم العثور على الاسياخ الركنية لتكون فعالة في مقاومة الالتواء والتحكم في الشقوق.

R9.7.5.3 The distance (bt + d) beyond the point at which longitudinal torsional reinforcement is calculated to be no longer required is greater than that used for shear and flexural reinforcement because torsional diagonal tension cracks develop in a helical form. The same distance is required by 9.7.6.3.2 for transverse torsional reinforcement.

R9.7.5.3 المسافة (bt + d) إلى ما بعد النقطة التي يُحسب عندها التسليح الطولي للالتواء لم تعد مطلوبة ، أكبر من تلك المستخدمة في تسليح القص والانحناء لأن تشققات الشد الالتوائية القطرية تتطور في شكل حلزوني. المسافة نفسها مطلوبة من 9.7.6.3.2 لتسليح العرضي للالتواء.

R9.7.5.4 Longitudinal torsional reinforcement required at a support should be adequately anchored into the support. Sufficient embedment length should be provided outside the inner face of the support to develop the needed tensile force in the bars or tendons. For bars, this may require hooks or horizontal U shaped bars lapped with the longitudinal torsional reinforcement.

R9.7.5.4 ينبغي تثبيت التسليح الطولي للالتواء المطلوب عند الركيزة على نحو مناسب في الركيزة . يجب توفير طول غرز كافٍ خارج الوجه الداخلي للركيزة من أجل تطوير الشد المطلوب في الاسياخ أو الكابلات . بالنسبة للاسياخ، قد يتطلب ذلك عكفات أو اسياخ أفقية على شكل حرف U موضوعة مع التسليح الطولي للالتواء.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

#### 9.7.6 Transverse reinforcement

##### 9.7.6.1 General

#### R9.7.6 Transverse reinforcement

##### R9.7.6 التسليح العرضي

##### 9.7.6 التسليح العرضي 9.7.6.1 عام

9.7.6.1.1 Transverse reinforcement shall be in accordance with this section. The most restrictive requirements shall apply.

9.7.6.1.1 يجب أن تكون التسليح العرضي وفقاً لهذا المقطع. تطبق الشروط الأكثر تقييداً

9.7.6.1.2 Details of transverse reinforcement shall be in accordance with 25.7.

9.7.6.1.2 يجب أن تكون تفاصيل التسليح العرضي وفقاً لـ 25.7.

#### 9.7.6.2 Shear

##### 9.7.6.2 القص

9.7.6.2.1 If required, shear reinforcement shall be provided using stirrups, hoops, or longitudinal bent bars.

9.7.6.2.1 إذا لزم الأمر ، يجب توفير تسليح القص باستخدام الكانات ، الأطواق ، أو الاسياخ المنحنية الطولية.

**R9.7.6.2.1** If a reinforced concrete beam is cast monolithically with a supporting beam and intersects one or both side faces of a supporting beam, the soft of the supporting beam may be subject to premature failure unless additional transverse reinforcement, commonly referred to as hanger reinforcement, is provided (Mattock and Shen 1992). The hanger reinforcement (Fig. R9.7.6.2.1), placed in addition to other transverse reinforcement, is provided to transfer shear from the end of the supported beam. Research indicates that if the bottom of the supported beam is at or above middepth of the supporting beam or if the factored shear transferred from the supported beam is less than  $0.25\sqrt{f'_c}b_wd$  , hanger reinforcement is not required.

**R9.7.6.2.1** إذا تم صب كمرة خرسانية مسلحة متجانسة مع كمرة داعمة وتقاطع وجه أو وجهين جانبيين للكمرة الداعمة ، فقد تتعرض الكمرة الداعمة إلى انهيار مبكر ما لم يتم إضافة تسليح عرضي ، يشار إليه عادة باسم التسليح المعلق (Mattock and Shen 1992). يتم توفير التسليح المعلق (الشكل R9.7.6.2.1)، بالإضافة إلى التسليح العرضي الآخر ، لنقل القص من نهاية الكمرة المدعومة . تشير الأبحاث إلى أنه إذا كان الجزء السفلي من الكمرة المدعومة عند أو فوق منتصف منتصف الكمرة الداعمة أو إذا كان القص المصد المنقول من الكمرة المدعومة أقل من ذلك ، فلن يكون من الضروري للتسليح المعلق.



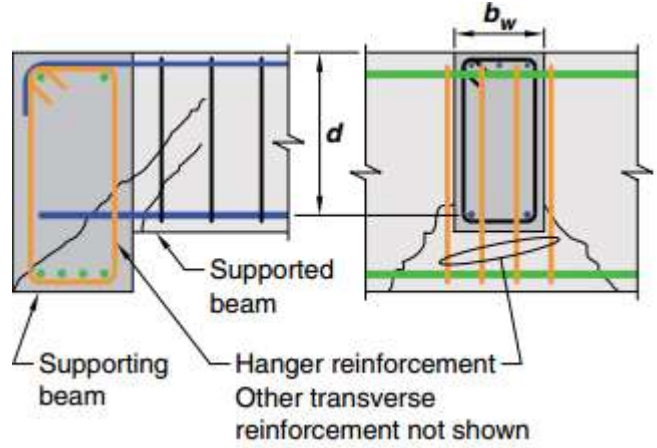


Fig. R9.7.6.2.1—Hanger reinforcement for shear transfer.

الشكل – R9.7.6.2.1 التسليح المعلق لنقل القص.

9.7.6.2.2 Maximum spacing of legs of shear reinforcement along the length of the member and across the width of the member shall be in accordance with Table 9.7.6.2.2.

9.7.6.2.2 يجب أن يكون أقصى تباعد لساق تسليح القص على طول العنصر وعبر عرض العنصر مطابقاً للجدول 9.7.6.2.2.

R9.7.6.2.2 Reduced stirrup spacing across the beam width provides a more uniform transfer of diagonal compression across the beam web, enhancing shear capacity. Laboratory tests (Leonhardt and Walther 1964; Anderson and Ramirez 1989; Lubell et al. 2009) of wide members with large spacing of legs of shear reinforcement across the member width indicate that the nominal shear capacity is not always achieved. The intent of this provision is to provide multiple stirrup legs across wide beams and one-way slabs that require stirrups.

Table 9.7.6.2.2—Maximum spacing of shear reinforcement

الجدول 9.7.6.2.2 – أقصى تباعد لتسليح القص

Required $V_u$	Maximum $s$ , mm				
		Nonprestressed beam		Prestressed beam	
		Along length	Across width	Along length	Across width
$\leq 0.33\sqrt{f_c'}b_wd$	Lesser of:	$d/2$	$d$	$3h/4$	$3h/2$
		600			
$> 0.33\sqrt{f_c'}b_wd$	Lesser of:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
		300			

9.7.6.2.3 Inclined stirrups and longitudinal bars bent to act as shear reinforcement shall be spaced so that every 45-degree line, extending  $d/2$  toward the reaction from middepth of member to longitudinal tension reinforcement, shall be crossed by at least one line of shear reinforcement.

9.7.6.2.3 يجب أن تكون تباعد الكانات المائلة والاسياخ الطولية منحنية للعمل بمثابة تسليح القص بحيث يتم عبور كل خط 45 درجة ، وتوسيع  $d/2$  نحو رد فعل من منتصف عمق العنصر إلى التسليح الطولي للشد، عبر خط واحد على الأقل من تسليح القص.

R9.7.6.2.2 يتم توفير تباعد للكانات المخفضة عبر عرض الكمرة نقلاً أكثر انتظاماً للضغط القطري عبر الشفة الوسطية للكمرة، مما يعزز قدرة القص. تشير الاختبارات المعملية (Leonhardt and Walther 1964; Anderson and Ramirez 1989; Lubell et al. 2009) للعناصر العريضة مع تباعد كبير في ساق تسليح القص عبر عرض العنصر إلى أن قدرة القص الاسمية لا تتحقق دائماً. الغرض من هذا البند هو توفير ساق كانات متعددة عبر كمرة عريضة وبلاطات أحادية الاتجاه للكانات المطلوبة.



## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

9.7.6.2.4 Longitudinal bars bent to act as shear reinforcement, if extended into a region of tension, shall be continuous with longitudinal reinforcement and, if extended into a region of compression, shall be anchored  $d/2$  beyond middepth of member.

9.7.6.2.4 الاسياخ الطولية منحنية للعمل كتسليح للقص ، إذا مددت في منطقة شد ، يجب أن تكون متواصلة مع تسليح طولي ، وإذا كانت ممددة في منطقة ضغط ، يجب تثبيتها  $d/2$  بعد منتصف عمق العنصر.

### 9.7.6.3 Torsion

#### 9.7.6.3 الالتواء

9.7.6.3.1 If required, transverse torsional reinforcement shall be closed stirrups satisfying 25.7.1.6 or hoops.

9.7.6.3.1 إذا لزم الأمر ، يجب أن يكون التسليح العرضي للالتواء ككائنات مغلقة مستوفية 25.7.1.6 أو الأطواق.

9.7.6.3.2 Transverse torsional reinforcement shall extend a distance of at least  $(bt + d)$  beyond the point required by analysis.

9.7.6.3.2 يجب أن يمتد التسليح العرضي للالتواء لمسافة  $(bt + d)$  على الأقل إلى بعد النقطة المطلوبة بواسطة التحليل.

9.7.6.3.3 Spacing of transverse torsional reinforcement shall not exceed the lesser of  $ph/8$  and 300 mm.

9.7.6.3.3 يجب ألا يتجاوز التباعد للتسليح العرضي للالتواء أقل من  $ph/8$  و 300 mm.

### R9.7.6.3 Torsion

#### R9.7.6.3 الالتواء

R9.7.6.3.1 The stirrups are required to be closed because inclined cracking due to torsion may occur on all faces of a member. In the case of sections subjected primarily to torsion, the concrete side cover over the stirrups spalls off at high torques (Mitchell and Collins 1976). This renders lap-spliced stirrups ineffective, leading to a premature torsional failure (Behera and Rajagopalan 1969). Therefore, closed stirrups should not be made up of pairs of U-stirrups lapping one another.

R9.7.6.3.1 يجب اقتراب الكائنات لأن التشقق المائل بسبب الالتواء قد يحدث على جميع أوجه العنصر. في حالة المقاطع التي تخضع أساساً للالتواء، فإن الغطاء الجانبي للخرسانة فوق الكائنات يتصاعد عند عزم الدوران العالي (ميتشل وكولينز 1976). هذا يجعل الكائنات المترابكة غير فعالة، مما يؤدي إلى انهيار الالتواء المبكر (Behera و Rajagopalan 1969). لذلك، لا ينبغي أن يتألف كائنات مغلقة من أزواج من كائنات U- بعضها حول بعض.

R9.7.6.3.2 The distance  $(bt + d)$  beyond the point at which transverse torsional reinforcement is calculated to be no longer required is greater than that used for shear and flexural reinforcement because torsional diagonal tension cracks develop in a helical form. The same distance is required by 9.7.5.3 for longitudinal torsional reinforcement.

R9.7.6.3.2 المسافة  $(bt + d)$  إلى ما بعد النقطة التي يُحسب عندها التسليح العرضي للالتواء لم تعد مطلوبة ، أكبر من تلك المستخدمة في تسليح القص و تسليح الانحناء لأن تشققات الشد الالتوائية القطرية تتطور في شكل حلزوني . المسافة نفسها مطلوبة من 9.7.5.3 للتسليح الطولي للالتواء.

R9.7.6.3.3 Spacing of the transverse torsional reinforcement is limited to ensure development of the torsional strength of the beam, prevent excessive loss of torsional stiffness after cracking, and control crack widths. For a square cross section, the  $ph/8$  limitation requires stirrups at approximately  $d/2$ , which corresponds to 9.7.6.2.

R9.7.6.3.3 تقتصر المسافة بين التسليح العرضي للالتواء على ضمان مقاومة الالتواء للكمرة ، ومنع الفقد الزائد للجساءة الالتوائية بعد التشققات ، والتحكم في عرض التشقق . بالنسبة لمقطع عرضي مربع، يتطلب كائنات  $ph/8$  كانه عند  $d/2$  تقريباً ، وهو ما يتوافق مع 9.7.6.2.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

9.7.6.3.4 For hollow sections, the distance from the centerline of the transverse torsional reinforcement to the inside face of the wall of the hollow section shall be at least  $0.5A_{oh}/ph$ .

9.7.6.3.4 بالنسبة للمقاطع المجوفة ، يجب أن تكون المسافة من خط مركز التسليح العرضي للالتواء إلى السطح الداخلي لجدار المقطع المجوف  $0.5A_{oh}/ph$

R9.7.6.3.4 The transverse torsional reinforcement in a hollow section should be located in the outer half of the wall thickness effective for torsion where the wall thickness can be taken as  $A_{oh}/ph$ .

R9.7.6.3.4 يجب وضع التسليح العرضي للالتواء في المقطع المجوف في النصف الخارجي لسمك الجدار الفعال للالتواء حيث يمكن أخذ سمك الجدار على شكل  $A_{oh} / ph$

### 9.7.6.4 Lateral support of compression reinforcement

#### 9.7.6.4 تسليح الضغط للتدعيم الجانبي

9.7.6.4.1 Transverse reinforcement shall be provided throughout the distance where longitudinal compression reinforcement is required. Lateral support of longitudinal compression reinforcement shall be provided by closed stirrups or hoops in accordance with 9.7.6.4.2 through 9.7.6.4.4.

9.7.6.4.1 يجب توفير تسليح عرضي عبر المسافة التي يتطلب فيها تسليح طولي للضغط. يتم توفير التسليح الطولي للضغط للتدعيم الجانبي بواسطة كانات مغلقة أو الأطواق وفقاً لـ 9.7.6.4.2 خلال 9.7.6.4.4.

9.7.6.4.2 Size of transverse reinforcement shall be at least (a) or (b). Deformed wire or welded wire reinforcement of equivalent area shall be permitted. (a) No. 10 for longitudinal bars No. 32 and smaller (b) No. 13 for longitudinal bars No. 36 and larger and for longitudinal bundled bars.

9.7.6.4.2 يجب أن يكون حجم التسليح العرضي على الأقل (أ) أو (ب). يسمح بسلك محلزن أو سلك ملحوم لتسليح المنطقة المكافئة. (أ) رقم 10 للأسياخ الطولية رقم 32 وأصغر (ب) رقم 13 للأسياخ الطولية رقم 36 وأكبر لحزمة الأسياخ الطولية.

9.7.6.4.3 Spacing of transverse reinforcement shall not exceed the least of (a) through (c): (a)  $16d_b$  of longitudinal reinforcement (b)  $48d_b$  of transverse reinforcement (c) Least dimension of beam

9.7.6.4.3 يجب ألا تزيد مسافة التسليح العرضي عن (أ) إلى (ج): (أ)  $16d_b$  من التسليح الطولي (ب)  $48d_b$  من التسليح العرضي (ج) أقل بعد للكمر.

9.7.6.4.4 Longitudinal compression reinforcement shall be arranged such that every corner and alternate compression bar shall be enclosed by the corner of the transverse reinforcement with an included angle of not more than 135 degrees, and no bar shall be farther than 150 mm. clear on each side along the transverse reinforcement from such an enclosed bar.

9.7.6.4.4 يجب ترتيب التسليح الطولي للضغط بحيث يوضع كل ركن وسيخ ضغط بديل بركن التسليح العرضي بزاوية لا تزيد عن 135 درجة ، ولا يجب أن يكون أي سيخ أبعد من 150 mm الصافي على كل جانب على طول التسليح العرضي من سيخ مغلق.

### R9.7.6.4 Lateral support of compression reinforcement

#### R9.7.6.4 تسليح الضغط للتدعيم الجانبي

R9.7.6.4.1 Compression reinforcement in beams should be enclosed by transverse reinforcement to prevent buckling.

R9.7.6.4.1 ينبغي اقتراب تسليح الضغط في الكمر بواسطة تسليح عرضي لمنع الانبعاج.

9.7.7 Structural integrity reinforcement in cast in-place beams

9.7.7 تسليح التكامل الإنشائي في الكمرات المصبوبة في الموقع

R9.7.7 Structural integrity reinforcement in cast-in-place beams—Experience has shown that the overall integrity of a structure can be substantially enhanced by minor changes in detailing of reinforcement and connections. It is the intent of this section of the Code to improve the redundancy and ductility in structures so that in the event of damage to a major supporting element or an abnormal loading event, the resulting damage may be localized and the structure will have a higher probability of maintaining overall stability. With damage to a support, top reinforcement that is continuous over the support, but not confined by stirrups, will tend to tear out of the concrete and will not provide the catenary action required to bridge the damaged support. By making a portion of the bottom reinforcement continuous, catenary action can be provided. If the depth of a continuous beam changes at a support, the bottom reinforcement in the deeper member should be terminated into the support with a standard hook or headed bar and the bottom reinforcement in the shallower member should be extended into and fully developed in the deeper member.

9.7.7 R9 تسليح التكامل الإنشائي في كمرة مصبوبة في الموقع. أظهرت التجربة أن التكامل الشامل للمنشأ يمكن تعزيزها بصورة جوهريه بتغييرات ثانوية في تفاصيل التسليح والوصلات. إن الغرض من هذا القسم من الكود هو تحسين الوفرة والمرونة في المنشآت بحيث أنه في حالة حدوث ضرر لعنصر داعم رئيسي أو حدث تحميل غير طبيعي، يمكن أن يكون الضرر الناتج محلياً وأن يكون للمنشأ احتمال أكبر للحفاظ على الاستقرار الكاملة. مع وجود أضرار للركيزة، فإن التسليح العلوي المستمر على الركيزة ، ولكن ليس محصوراً بالكانات ، سوف يميل إلى الانتزاع من الخرسانة ولن يوفر الإجراء المؤقت اللازم للتغلب على الركيزة المتضررة. من خلال جعل جزء من التسليح السفلي مستمر، يمكن توفير إجراء سلسل. إذا تغير عمق الكمرة المستمرة عند مستوى الركيزة ، فيجب أن يتم إنهاء التسليح السفلي في العنصر الأكثر عمقاً في الركيزة باستخدام عكفة قياسية أو سيخ برأس ويجب توسيع الامتداد السفلي في العنصر وتثبيتته بالكامل في العنصر الاعمق.

9.7.7.1 For beams along the perimeter of the structure, structural integrity reinforcement shall be in accordance with (a) through (c): (a) At least one-quarter of the maximum positive moment reinforcement, but not less than two bars or strands, shall be continuous (b) At least one-sixth of the negative moment reinforcement at the support, but not less than two bars or strands, shall be continuous (c) Longitudinal structural integrity reinforcement shall be enclosed by closed stirrups in accordance with 25.7.1.6 or hoops along the clear span of the beam

9.7.7.1 بالنسبة للكمرة على طول محيط المبنى ، يجب أن يكون تسليح التكامل الإنشائي وفقاً (أ) إلى (ج): (أ) على الأقل ربع أقصى تسليح عزم موجب، ولكن ليس أقل من سيخين أو يجب أن تكون الكابلات مستمرة (ب) يجب أن يكون سدس تسليح العزم السالب على الأقل عند الركيزة ، ولكن ليس أقل من سيخين أو يجب أن تكون الكابلات مستمرة (ج) يجب أن تكون التسليح الطولي للتكامل الإنشائي محاط بكانات مغلقة حسب 25.7.1.6 أو الأطواق على طول البحر الصافي للكمرة.

R9.7.7.1 Requiring continuous top and bottom reinforcement in perimeter or spandrel beams provides a continuous tie around the structure. It is not the intent to require a tension tie of continuous reinforcement of constant size around the entire perimeter of a structure, but rather to require that onehalf of the top flexural reinforcement required to extend past the point of inflection by 9.7.3.8.4 be further extended and spliced at or near midspan as required by 9.7.7.5. Similarly, the bottom reinforcement required to extend into the support in 9.7.3.8.2 should be made continuous or spliced with bottom reinforcement from the adjacent span. At noncontinuous supports, the longitudinal reinforcement is anchored as required by 9.7.7.4.

9.7.7.1 R9 يتطلب التسليح المتواصل من الأعلى والأسفل في الكمرة الخارجية أو الدائرية شداد مستمر حول الهيكل. ليس الغرض من ذلك هو طلب شداد شد من التسليح المستمر للحجم الثابت حول محيط المبنى بالكامل، ولكن بدلاً من ذلك تتطلب أن يكون هناك 1.5 من أعلى تسليح الانحناء المطلوبة لتجاوز نقطة الانعكاس في 9.7.3.8.4 تم تمديد وتوصيلها في أو بالقرب من منتصف البحر كما هو مطلوب من 9.7.7.5. وبالمثل، يجب أن يكون التسليح السفلي المطلوب للتمدد إلى الركيزة في 9.7.3.8.2 مستمرا أو موصلا مع التسليح السفلي من البحر المجاور. في الركانز الغير مستمرة، يتم تثبيت التسليح الطولي كما هو مطلوب من قبل 9.7.7.4.

Figure R9.7.7.1 shows an example of a two piece stirrup that satisfies the requirement of Sections 9.7.7.1(c) and 9.7.7.2(b). The 90-degree hook of the cap tie is located on the slab side so that it is better confined. Pairs of U-stirrups lapping one another as defined in 25.7.1.7 are not permitted in perimeter or spandrel beams. In the event of damage to the side concrete cover, the top longitudinal reinforcement may tend to tear out of the concrete and will not be adequately restrained by the exposed lap splice of the stirrup. Thus, the top longitudinal reinforcement will not provide the catenary action needed to bridge over a damaged region. Further, lapped U-stirrups will not be effective at high torque as discussed in R9.7.6.3.1.

يُظهر الشكل R9.7.7.1 مثالاً على كانات من قطعتين يفي بمتطلبات القسمين 9.7.7.1 (c) و 9.7.7.2 (b). يقع عكفة الشدائد المتقوس بزواوية 90 درجة على جانب البلاطة بحيث يكون محصوراً بشكل أفضل. لا يسمح بأزواج من كانات U-بعضها على النحو المحدد في 25.7.1.7 في كمرات خارجية أو دائرية. في حالة حدوث ضرر على الغطاء الخرساني الجانبي، قد يميل التسليح الطولي العلوي إلى الانتزاع من الخرسانة ولن يتم تقييدها بشكل كاف عن طريق التوصيلات العرضية للكانات. وبالتالي، فإن التسليح الطولي العلوي لن يوفر الإجراء المتسلسل اللازم للتغلب على المنطقة المتضررة. علاوة على ذلك، لن تكون الكانات U المتداخلة فعالة عند عزم الدوران العالي كما هو مذكور في R9.7.6.3.1.

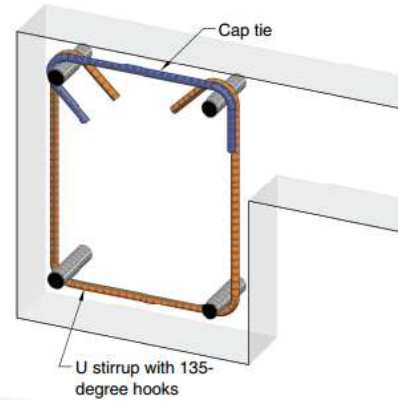


Fig. R9.7.7.1—Example of a two-piece stirrup that complies with the requirements of 9.7.7.1(c) and 9.7.7.2(b).

9.7.7.2 For other than perimeter beams, structural integrity reinforcement shall be in accordance with (a) or (b): (a) At least one-quarter of the maximum positive moment reinforcement, but not less than two bars or strands, shall be continuous. (b) Longitudinal reinforcement shall be enclosed by closed stirrups in accordance with 25.7.1.6 or hoops along the clear span of the beam.

9.7.7.2 فيما يتعلق بمحيط الكمرات ، يجب أن يكون تسليح التكامل الإنشائي طبقاً لما يلي (أ) أو (ب): (أ) يجب على الأقل ربع تسليح أقصى عزم موجب ، ولكن ليس أقل من سيخين أو يجب أن تكون الكابلات مستمرة (ب) يوضع التسليح الطولي بالقرب من الكانات المغلقة حسب 25.7.1.6 أو الأطواق على طول البحر الصافي للكمرة.

9.7.7.3 Longitudinal structural integrity reinforcement shall pass through the region bounded by the longitudinal reinforcement of the column.

9.7.7.3 يجب أن يمر التسليح الطولي التكامل الإنشائي عبر المنطقة المحصورة بالتسليح الطولي للعمود.

الشكل - R9.7.7.1. مثال على كانات من قطعتين تتوافق مع متطلبات 9.7.7.1 (c) و 9.7.7.2 (b).

R9.7.7.2 At noncontinuous supports, the longitudinal reinforcement is anchored as required by 9.7.7.4. R9.7.7.1 provides an example of a two-piece stirrup that satisfies 9.7.7.2(b)

R9.7.7.2 في الركائز الغير مستمرة، يستند التسليح الطولي على النحو المطلوب في 9.7.7.4. يقدم نموذج R9.7.7.1 مثالاً على كانات من قطعتين تستوفي 9.7.7.2 (ب)

R9.7.7.3 In the case of walls providing vertical support, the longitudinal reinforcement should pass through or be anchored in the wall.

R9.7.7.3 في حالة الجدران التي توفر ركائز رأسية ، ينبغي أن يمر التسليح الطولي خلال الجدار أو تثبت عليه.

9.7.7.4 Longitudinal structural integrity reinforcement at noncontinuous supports shall be anchored to develop  $f_y$  at the face of the support.

9.7.7.4 يجب تثبيت التسليح الطولي للتكامل الانشائي في الركائز الغير مستمرة من أجل تطوير  $f_y$  عند وجه الركيزة.

9.7.7.5 If splices are necessary in continuous structural integrity reinforcement, the reinforcement shall be spliced in accordance with (a) and (b): (a) Positive moment reinforcement shall be spliced at or near the support (b) Negative moment reinforcement shall be spliced at or near midspan

9.7.7.5 إذا كانت التوصيلات ضرورية في تسليح التكامل الانشائي المستمر ، فيجب توصيل التسليح طبقاً لكل من (أ) و (ب):  
(أ) يتم توصيل تسليح العزم الموجب عند أو بالقرب من الركيزة (ب) يجب أن يكون تسليح العزم السالب موصلاً في أو بالقرب من منتصف البحر.

9.7.7.6 Splices shall be mechanical or welded in accordance with 25.5.7 or Class B tension lap splices in accordance with 25.5.2.

9.7.7.6 يجب أن تكون التوصيلات ميكانيكية أو ملحومة طبقاً لـ 25.5.7 أو التوصيلات المتداخلة للشد طبقاً لـ 25.5.2.

## 9.8—Nonprestressed one-way joist systems

9.8 - أنظمة البلاطات المعصبة الغير مسبقة الاجهاد في اتجاه واحد  
9.8.1 General

9.8.1 عام

9.8.1.1 Nonprestressed one-way joist construction consists of a monolithic combination of regularly spaced ribs and a top slab designed to span in one direction.

9.8.1.1 يتكون بناء البلاطات المعصبة في إتجاه واحد الغير مسبقة الاجهاد من تركيب متجانس من اعصاب متباعدة بانتظام وبلاطة علوية تم تصميمها لتمتد في اتجاه واحد.

9.8.1.2 Width of ribs shall be at least 100 mm. at any location along the depth.

9.8.1.2 يجب أن يكون عرض الاعصاب على الأقل 100 mm في أي مكان على طول العمق.

9.8.1.3 Overall depth of ribs shall not exceed 3.5 times the minimum width.

9.8.1.3 يجب ألا يتجاوز العمق الكلي للأعصاب 3.5 ضعف الحد الأدنى للعرض.

## R9.8—Nonprestressed one-way joist systems

R9.8 - أنظمة البلاطات المعصبة الغير مسبقة الاجهاد في اتجاه واحد

R9.8.1 General\_The empirical limits established for nonprestressed reinforced concrete joist floors are based on successful past performance of joist construction using standard joist forming systems. For prestressed joist construction, this section may be used as guide.

R9.8.1 عام\_تستند الحدود التجريبية للسقف بأنظمة البلاطات المعصبة الخرسانية المسلحة الغير مسبقة الاجهاد على الأداء السابق الناجح لبناء البلاطات المعصبة باستخدام أنظمة تشكيل البلاطات المعصبة القياسية. بالنسبة إلى بناء البلاطات المعصبة مسبقة الاجهاد، يمكن استخدام هذا القسم كدليل.

9.8.1.4 Clear spacing between ribs shall not exceed 750 mm

9.8.1.4 يجب ألا يتجاوز التباعد الصافي بين الاعصاب 750 mm

R9.8.1.4 A limit on the maximum spacing of ribs is required because of the provisions permitting higher shear strengths and less concrete cover for the reinforcement for these relatively small, repetitive members.

R9.8.1.4 يتطلب وجود حد أقصى للمسافة بين الاعصاب بسبب أحكام تسمح بنقاط مقاومه قص عالية وغطاء خرساني أقل من أجل تسليح هذه العناصر الصغيرة نسبياً والمتكررة.

9.8.1.5  $V_c$  shall be permitted to be taken as 1.1 times the value calculated in 22.5.

9.8.1.5 يسمح لـ  $V_c$  باستخدام 1.1 مرة القيمة المحسوبة في 22.5.

R9.8.1.5 This increase in shear strength is justified on the basis of: 1) satisfactory performance of joist construction designed with higher calculated shear strengths specified in previous Codes which allowed comparable shear stresses; and 2) potential for redistribution of local overloads to adjacent joists.

9.8.1.6 For structural integrity, at least one bottom bar in each joist shall be continuous and shall be anchored to develop  $f_y$  at the face of supports.

9.8.1.6 بالنسبة للتكامل الانشائي ، يجب أن يكون سيخ سفلي واحد على الأقل في كل عصب مستمر ويجب أن يكون مثبت لتطوير  $f_y$  عند وجه الركيزة.

R9.8.1.5 إن هذه الزيادة في مقاومة القص لها ما يبررها على أساس: (1) الأداء المرضي لبناء البلاطات المعصبة المصممة لمقاومة أعلى قص محسوب و المحددة في الكودات السابقة والتي سمحت باجهاد القص المماثل ؛ و (2) إمكانية إعادة توزيع الحملات الزائدة المحلية على البلاطات المعصبة المجاورة.

9.8.1.7 Reinforcement perpendicular to the ribs shall be provided in the slab as required for flexure, considering load concentrations, and shall be at least that required for shrinkage and temperature in accordance with 24.4.

9.8.1.7 يجب توفير التسليح العمودي للاعصاب في البلاطة كما هو مطلوب من أجل الانحناء ، مع مراعاة تركيزات الحملات ، ويجب أن تكون على الأقل تلك المطلوبة للتكماش والحرارة وفقاً لـ 24.4.

9.8.1.8 One-way joist construction not satisfying the limitations of 9.8.1.1 through 9.8.1.4 shall be designed as slabs and beams.

9.8.1.8 يصمم بناء البلاطات المعصبة في إتجاه واحد دون استيفاء القيود من 9.8.1.1 إلى 9.8.1.4 كبلاطات وكمرات.

## 9.8.2 Joist systems with structural fillers

9.8.2 أنظمة البلاطات المعصبة مع حشوات أنشائية

9.8.2.1 If permanent burned clay or concrete tile fillers of material having a unit compressive strength at least equal to  $f_c$  ' in the joists are used, 9.8.2.1.1 and 9.8.2.1.2 shall apply

9.8.2.1 في حالة استخدام حشوات طينية أو حشوات خرسانية دائمة ذات مادة مقاومة انضغاطية على الأقل مساوية لـ  $f_c$  ' في البلاطات المعصبة ، تطبق المواصفة 9.8.2.1.1 و 9.8.2.1.2

9.8.2.1.1 Slab thickness over fillers shall be at least the greater of one-twelfth the clear distance between ribs and 40 mm.

9.8.2.1.1 يجب أن تكون سماكة البلاطة على الحشوات أكبر على الأقل من 1/12 المسافة الصافية بين الاعصاب و 40 mm.



9.8.2.1.2 For calculation of shear and negative moment strength, it shall be permitted to include the vertical shells of fillers in contact with the ribs. Other portions of fillers shall not be included in strength calculations.

9.8.2.1.2 لحساب مقاومة القص والعزم السالب ، يجب السماح بأدخال التغطيات الرأسية للحشوات الملامسة للأعصاب .يجب ألا يتم إدخال أجزاء أخرى من الحشوات في حسابات المقاومة.

### 9.8.3 Joist systems with other fillers

#### 9.8.3 أنظمة البلاطات المعصبة مع حشوات أخرى

9.8.3.1 If fillers not complying with 9.8.2.1 or removable forms are used, slab thickness shall be at least the greater of one-twelfth the clear distance between ribs and 50 mm.

9.8.3.1 إذا تم استخدام حشوات غير متوافقة مع 9.8.2.1 أو أشكال قابلة للإزالة ، يجب أن يكون سمك البلاطة على الحشوات أكبر على الأقل من 1/12 المسافة الصافية بين الأعصاب و 50 mm.

### 9.9—Deep beams

#### 9.9.1 General

#### 9.9 كمبرات عميقة 9.9.1 عام

9.9.1.1 Deep beams are members that are loaded on one face and supported on the opposite face such that strut-like compression elements can develop between the loads and supports and that satisfy (a) or (b): (a) Clear span does not exceed four times the overall member depth  $h$  (b) Concentrated loads exist within a distance  $2h$  from the face of the support

9.9.1.1 الكمبرات العميقة هي عناصر يتم تحميلها على وجه واحد ويتم دعمها على الوجه المعاكس بحيث يمكن أن تتطور عناصر الضغط الشبيهة بالركائز بين الأحمال والركائز والتي تلي (أ) أو (ب):  
(أ) البحر الصافي لا يتجاوز أربعة أضعاف العمق الكلي للعنصر  $h$   
(ب) توجد الأحمال المركزة داخل مسافة  $2h$  عند وجه الركيزة

9.9.1.2 Deep beams shall be designed taking into account nonlinear distribution of longitudinal strain over the depth of the beam.

9.9.1.2 تصميم الكمبرات العميقة مع مراعاة التوزيع اللاخطي للانفعال الطولي فوق عمق الكمرة.

9.9.1.3 Strut-and-tie models in accordance with Chapter 23 are deemed to satisfy 9.9.1.2.

9.9.1.3 تعتبر نماذج الركيزة - الشداد وفقا للفصل 23 تلي 9.9.1.2.

### R9.9—Deep beams

#### R9.9.1 General

#### R9.9 كمبرات عميقة R9.9.1 علم

R9.9.1.1 The behavior of deep beams is discussed in Schlaich et al. (1987), Rogowsky and MacGregor (1986), Marti (1985), and Crist (1966). For a deep beam supporting gravity loads, this provision applies if the loads are applied on the top of the beam and the beam is supported on its bottom face. If the loads are applied through the sides or bottom of such a member, strut-and-tie models, as defined in Chapter 23 should be used to design reinforcement to internally transfer the loads to the top of the beam and distribute them to adjacent supports

R9.9.1.1 تمت مناقشة سلوك الكمرة العميقة في (Schlaich et al. (1987) ، Rogowsky و (MacGregor (1986) ، Marti (1985) ، و Crist (1966). للحصول على كمرة عميقة تدعم الأحمال الرأسية، ينطبق هذا الحكم إذا تم تطبيق الأحمال على الجزء العلوي من الكمرة ويتم دعم الكمرة على الوجه السفلي. إذا تم تطبيق الأحمال من خلال جوانب أو أسفل هذا العنصر، فيجب استخدام نماذج الركيزة - شداد، كما هو محدد في الفصل 23 لتصميم التسليح لنقل الأحمال داخلياً إلى الجزء العلوي من الكمرة وتوزيعها على الركائز المجاورة

R9.9.1.2 The Code does not contain detailed requirements for designing deep beams for moment, except that a nonlinear strain distribution should be considered. Guidance for the design of deep beams for flexure is given in Chow et al. (1953), Portland Cement Association (1946), and Park and Paulay (1975).

R9.9.1.2 لا يحتوي الكود على متطلبات تفصيلية لتصميم الكمبرات العميقة للعزم ، باستثناء أنه ينبغي النظر في توزيع الانفعال الغير خطي .يتم تقديم إرشادات لتصميم كمبرات العميقة من أجل الانحناء في (Chow et al. (1953 ، وجمعية بورتلاند للأسمنت (1946) ، وبارك وبولاي (1975).

### 9.9.2 Dimensional limits

9.9.2 حدود الأبعاد

9.9.2.1 Except as permitted by 23.4.4, deep beam dimensions shall be selected such that:

9.9.2.1 باستثناء ما هو مسموح به في 23.4.4 ، يتم اختيار أبعاد الكمرة العميقة بحيث:

$$V_u \leq 0.83\phi\sqrt{f'_c}b_wd \quad (9.9.2.1)$$

### 9.9.3 Reinforcement limits

9.9.3 حدود التسليح

9.9.3.1 Distributed reinforcement along the side faces of deep beams shall be at least that required in (a) and (b): (a) The area of distributed reinforcement perpendicular to the longitudinal axis of the beam,  $A_v$ , shall be at least  $0.0025bws$ , where  $s$  is the spacing of the distributed transverse reinforcement. (b) The area of distributed reinforcement parallel to the longitudinal axis of the beam,  $A_{vh}$ , shall be at least  $0.0025bws^2$ , where  $s^2$  is the spacing of the distributed longitudinal reinforcement.

9.9.3.1 يجب أن يكون التسليح الموزع على طول الأوجه الجانبية للكمرات العميقة على الأقل تلك المطلوبة في (أ) و (ب): (أ) تكون مساحة التسليح الموزع عمودياً على المحور الطولي للكمرات ،  $A_v$  ، على الأقل  $0.0025bws$  ، حيث تمثل  $s$  التباعد بين التسليح العرضي الموزع. (ب) يجب أن تكون مساحة التسليح الموزع بالتوازي مع المحور الطولي للكمرات ،  $A_{vh}$  ، على الأقل  $0.0025bws^2$  ، حيث  $s^2$  هي التباعد بين التسليح الطولي الموزع.

9.9.3.2 The minimum area of flexural tension reinforcement,  $A_{s,min}$ , shall be determined in accordance with 9.6.1.

9.9.3.2 يجب تحديد الحد الأدنى لمساحة التسليح لانحناء الشد ،  $A_{s,min}$  ، المحددة وفقاً لـ 9.6.1.

### R9.9.2 Dimensional limits

R9.9.2 حدود الأبعاد

R9.9.2.1 This limit imposes a dimensional restriction to control cracking under service loads and to guard against diagonal compression failures in deep beams.

R9.9.2.1 يفرض هذا الحد قيوداً على الأبعاد للتحكم في التشقق تحت أحمال الخدمة وللحماية من حالات انهيار الضغط القطري في الكمرات العميقة.

### R9.9.3 Reinforcement limits

R9.9.3 حدود التسليح

R9.9.3.1 The minimum reinforcement requirements of this section are to be used irrespective of the method used for design and are intended to control the width and propagation of inclined cracks. Tests (Rogowsky and MacGregor 1986; Marti 1985; Crist 1966) have shown that vertical shear reinforcement, perpendicular to the longitudinal axis of the member, is more effective for member shear strength than horizontal shear reinforcement, parallel to the longitudinal axis of the member, in a deep beam; however, the specified minimum reinforcement is the same in both directions to control the growth and width of diagonal cracks.

R9.9.3.1 يستخدم الحد الأدنى من متطلبات التسليح لهذا المقطع بصرف النظر عن الطريقة المستخدمة في التصميم ويهدف إلى التحكم في عرض وتوسع الشقوق المائلة. أظهرت الاختبارات (Rogowsky and MacGregor 1986 و Marti 1985 ؛ Crist 1966) أن تسليح القص العمودي ، والراسي على المحور الطولي للعنصر ، هو أكثر فعالية بالنسبة لمقاومة العنصر للقص من تسليح القص الأفقي ، موازية للمحور الطولي للعنصر ، في كمره عميقة ومع ذلك ، فإن الحد الأدنى من التسليح المحدد هو نفسه في كلا الاتجاهين للتحكم في تطور وعرض الشقوق القطرية.

9.9.4 Reinforcement detailing

9.9.4 تفاصيل التسليح

9.9.4.1 Concrete cover shall be in accordance with 20.5.1.

9.9.4.1 يجب أن تكون الغطاء الخرساني وفقاً لـ 20.5.1.

9.9.4.2 Minimum spacing for longitudinal reinforcement shall be in accordance with 25.2.

9.9.4.2 يجب أن يكون أقل تباعد بين التسليح الطولي وفقاً لـ 25.2.

9.9.4.3 Spacing of distributed reinforcement required in 9.9.3.1 shall not exceed the lesser of  $d/5$  and 300 mm

9.9.4.3 لا يجوز أن يزيد التباعد بين التسليح الموزع المطلوبة في 9.9.3.1 على أقل من  $d/5$  و 300 mm.

9.9.4.4 Development of tension reinforcement shall account for distribution of stress in reinforcement that is not directly proportional to the bending moment.

9.9.4.4 يجب أن يكون تثبيت تسليح الشد لحساب توزيع الاجهاد في التسليح الذي لا يتناسب مباشرة مع عزم الانحناء.

9.9.4.5 At simple supports, positive moment tension reinforcement shall be anchored to develop  $f_y$  at the face of the support. If a deep beam is designed using Chapter 23, the positive moment tension reinforcement shall be anchored in accordance with 23.8.2 and 23.8.3.

9.9.4.5 في الركائز البسيطة ، يجب تثبيت تسليح عزم الشد الموجب لتطوير  $F_y$  عند وجه الركيزة. إذا تم تصميم كمر عميقة باستخدام الفصل 23، فإن تسليح عزم الشد الموجب يجب أن يثبت وفقاً لـ 23.8.2 و 23.8.3.

9.9.4.6 At interior supports, (a) and (b) shall be satisfied: (a) Negative moment tension reinforcement shall be continuous with that of the adjacent spans. (b) Positive moment tension reinforcement shall be continuous or spliced with that of the adjacent spans.

9.9.4.6 في الركائز الداخلية ، يكون (أ) و (ب) مستوفيا: (أ) يجب أن يكون تسليح عزم الشد السالب مستمرا مع الركائز المجاورة. (ب) يجب أن يكون تسليح عزم الشد الموجب مستمرا أو موصلا بتوصيلات مع البحور المجاورة.

R9.9.4 Reinforcement detailing

R9.9.4 تفاصيل التسليح

R9.9.4.4 In deep beams, the stress in the longitudinal reinforcement is more uniform along the length than that of a beam or region that is not deep. High reinforcement stresses normally limited to the center region of a typical beam can extend to the supports in deep beams. Thus, the ends of longitudinal reinforcement may require positive anchorage in the form of standard hooks, bar heads, or other mechanical anchorage at supports.

R9.9.4.4 في الكمر العميقة ، يكون الاجهاد في التسليح الطولي أكثر انتظاماً على طول المسافة من كمر أو منطقة ليست عميقة. يمكن أن تمتد الاجهادات العالية للتسليح التي عادة ما تكون محدودة إلى منطقة المركز من كمر نموذجية للركائز في الكمرات العميقة. وبالتالي، قد تتطلب أطراف التسليح الطولي تثبيتاً إيجابياً على شكل عكفات قياسية أو رؤوس مسلحه أو أي تثبيت ميكانيكي آخر عند الركائز.

R9.9.4.5 The use of the strut-and-tie method for the design of deep beams illustrates that tensile forces in the bottom tie reinforcement need to be anchored at the face of the support. From this consideration, tie reinforcement should be continuous or developed at the face of the support (Rogowsky and MacGregor 1986).

R9.9.4.5 يوضح استخدام طريقة الركيزة - شداد لتصميم الكمرات العميقة أن قوى الشد في التسليح السفلي يجب أن تثبت في وجه الركيزة. من هذا الاعتبار، يجب أن يكون تسليح الشداد مستمرا أو يثبت في وجه الركيزة (Rogowsky and MacGregor 1986)

CHAPTER 10—COLUMNS  
10.1—Scope

الفصل 10 – الأعمدة  
10.1 المجال

10.1.1 This chapter shall apply to the design of nonprestressed, prestressed, and composite columns, including reinforced concrete pedestals.

10.1.1 يطبق هذا الفصل على تصميم أعمدة غير مسبقة الإجهاد ، ومُسبقة الإجهاد ، ومركبة ، بما في ذلك القاعدة العلوية الخرسانية المسلحة.

10.1.2 Design of plain concrete pedestals shall be in accordance with Chapter 14.

10.1.2 يجب أن يكون تصميم القاعدة العلوية الخرسانية العادية وفقاً للفصل 14.

10.2—General

10.2.1 Materials

10.2 العام  
10.2.1 المواد

10.2.1.1 Design properties for concrete shall be selected to be in accordance with Chapter 19.

10.2.1.1 يجب اختيار خصائص التصميم للخرسانة وفقاً للفصل 19

10.2.1.2 Design properties for steel reinforcement and structural steel used in composite columns shall be selected to be in accordance with Chapter 20.

10.2.1.2 يجب أن يتم اختيار خصائص التصميم الخاصة بحديد التسليح والفولاذ الإنشائي المستخدم في الأعمدة المركبة وفقاً للفصل 20.

10.2.1.3 Materials, design, and detailing requirements for embedments in concrete shall be in accordance with 20.6.

10.2.1.3 يجب أن تكون المواد والتصميم والتفاصيل لمتطلبات الغرز في الخرسانة وفقاً لـ 20.6.

CHAPTER 10—COLUMNS  
R10.1—Scope

الفصل 10 – الأعمدة  
10.1 المجال

R10.1.1 Composite structural steel-concrete columns are not covered in this chapter. Composite columns include both structural steel sections encased in reinforced concrete and hollow structural steel sections filled with concrete. Design provisions for such composite columns are covered in AISC 360.

R10.1.1 لا يغطي هذا الفصل الأعمدة الخرسانية الإنشائية المركبة. تشمل الأعمدة المركبة كلا من مقاطع الفولاذ الإنشائية المغطاة بالخرسانة المسلحة والمقاطع الفولاذية الإنشائية المجوفة المغطاة بالخرسانة. يتم تغطية أحكام التصميم لهذه الأعمدة المركبة في AISC 360.

## 10.2.2 Connection to other members

### 10.2.2 الاتصال بالعناصر الأخرى

10.2.2.1 For cast-in-place construction, beam column and slab-column joints shall satisfy Chapter 15.

10.2.2.1 بالنسبة للبناء المصبوب في الموقع ، يجب أن يستوفي وصلات عمود - كمر و عمود - بلاطة للفصل 15.

10.2.2.2 For precast construction, connections shall satisfy the force transfer requirements of 16.2.

10.2.2.2 في حالة البناء مسبق الصب ، يجب أن تستوفي الوصلات متطلبات نقل القوة في 16.2.

10.2.2.3 Connections of columns to foundations shall satisfy 16.3.

10.2.2.3 يجب أن تستوفي وصلات الأعمدة إلى الأساسات 16.3.

## 10.3—Design limits

### 10.3 - حدود التصميم

10.3.1 Dimensional limits

#### 10.3.1 حدود الأبعاد

10.3.1.1 For columns with a square, octagonal, or other shaped cross section, it shall be permitted to base gross area considered, required reinforcement, and design strength on a circular section with a diameter equal to the least lateral dimension of the actual shape.

10.3.1.1 بالنسبة للأعمدة ذات المقطع العرضي المربع أو الثماني أو أي مقطع عرضي آخر ، يجب السماح للمساحة الكلية للقاعدة المعتبرة والتسليح المطلوب والمقاومة التصميمية في مقطع دائري بقطر يساوي أقل بُعد جانبي للشكل الفعلي.

## R10.3—Design limits

### R10.3 - حدود التصميم

R10.3.1 Dimensional limits—Explicit minimum sizes for columns are not specified to permit the use of reinforced concrete columns with small cross sections in lightly loaded structures, such as low-rise residential and light office buildings. If small cross sections are used, there is a greater need for careful workmanship, and shrinkage stresses have increased significance.

R10.3.1 حدود الأبعاد - لا يتم تحديد الحد الأدنى الصريح للأحجام للأعمدة للسماح باستخدام أعمدة خرسانية مسلحة ذات مقاطع عرضية صغيرة المحملة بطريقة خفيفة ، مثل مباني المكاتب السكنية المنخفضة والخفيفة. إذا تم استخدام مقاطع عرضية صغيرة، فهناك حاجة أكبر لاتقان العمل ، واجتهادات الانكماش له أهمية أكثر

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

10.3.1.2 For columns with cross sections larger than required by considerations of loading, it shall be permitted to base gross area considered, required reinforcement, and design strength on a reduced effective area, not less than one-half the total area. This provision shall not apply to columns in special moment frames or columns not part of the seismic-force resisting system required to be designed in accordance with Chapter 18.

10.3.1.2 بالنسبة للأعمدة ذات المقاطع العرضية الأكبر من المطلوب في اعتبارات التحميل ، يجب السماح للمساحة الكلية للقاعدة المعتبرة والتسليح المطلوب والمقاومة التصميمية على مساحة فعالة مخفضة لا تقل عن نصف المساحة الكلية . لا ينطبق هذا الحكم على الأعمدة في إطارات العزم الخاص أو أعمدة لا تشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية الذي يجب تصميمه وفقاً للفصل 18.

10.3.1.3 For columns built monolithically with a concrete wall, the outer limits of the effective cross section of the column shall not be taken greater than 1.5 in. outside the transverse reinforcement.

10.3.1.3 بالنسبة للأعمدة التي تم بناؤها متكاملًا مع جدار خرساني ، لا يجب أخذ الحدود الخارجية للمقطع العرضي الفعال من العمود أكثر من 1.5 في خارج التسليح العرضي.

10.3.1.4 For columns with two or more interlocking spirals, outer limits of the effective cross section shall be taken at a distance outside the spirals equal to the minimum required concrete cover.

10.3.1.4 بالنسبة للأعمدة التي تحتوي على حلزونين متشابكين أو أكثر ، يجب أخذ الحدود الخارجية للمقطع العرضي الفعال على مسافة خارج الحلزون مساوية للحد الأدنى للغطاء الخرساني المطلوب.

10.3.1.5 If a reduced effective area is considered according to 10.3.1.1 through 10.3.1.4, structural analysis and design of other parts of the structure that interact with the column shall be based on the actual cross section.

10.3.1.5 إذا تم النظر في المساحة الفعالة المخفضة وفقاً لـ 10.3.1.1 حتى 10.3.1.4 ، فيجب أن يستند التحليل الإنشائي وتصميم الأجزاء الأخرى من المنشأ التي تتفاعل مع العمود على المقطع العرضي الفعلي.

R10.3.1.2 In some cases, the gross area of a column is larger than necessary to resist the factored load. In those cases, the minimum reinforcement percentage may be calculated on the basis of the required area rather than the provided area, but the area of reinforcement cannot be less than 0.5 percent of the actual cross-sectional area.

R10.3.1.2 في بعض الحالات ، تكون المساحة الإجمالية لعمود أكبر من اللازم لمقاومة الحمل المصعد . في هذه الحالات ، يمكن حساب الحد الأدنى من نسبة التسليح على أساس المساحة المطلوبة بدلاً من المساحة المزودة ، ولكن مساحة التسليح لا يمكن أن تكون أقل من 0.5 في المائة من المساحة الفعلية للمقطع العرضي.



**COMMENTARY**  
**التعليق**

#### 10.4—Required strength

#### R10.4—Required strength

### 10.4.1 General

#### R10.4 - المقاومة المطلوبة

#### 10.4.1 عام

10.4.1.1 Required strength shall be calculated in accordance with the factored load combinations in Chapter 5.

#### 10.4.1.1 تحسب المقاومة المطلوبة وفقاً لتراكيب الاحمال المصعدة في الفصل 5.

10.4.1.2 Required strength shall be calculated in accordance with the analysis procedures in Chapter 6.

#### 10.4.1.2 تحسب المقاومة المطلوبة وفقاً لإجراءات التحليل الواردة في الفصل 6.

#### 10.4.2 Factored axial force and moment

#### R10.4.2 Factored axial force and moment

#### 10.4.2 القوة المحورية المصعدة والعزم المصعد

#### R10.4.2 القوة المحورية المصعدة والعزم المصعد

10.4.2.1 Pu and Mu occurring simultaneously for each applicable factored load combination shall be considered.

**10.4.2.1 يجب أن يتم اعتبار كل من Pu و Mu في وقت واحد لكل تركيبة حمولة مصعدة قابلة للتطبيق.**

R10.4.2.1 The critical load combinations may be difficult to discern without methodically checking each combination. As illustrated in Fig. R10.4.2.1, considering only the factored load combinations associated with maximum axial force (LC1) and with maximum bending moment (LC2) does not necessarily provide a code-compliant design for other load combinations such as LC3.

**R10.4.2.1** قد يكون من الصعب التمييز بين تراكيب الاحمال الحرجة دون فحص كل تركيبة بطريقة منهجية. كما هو موضح في الشكل رقم **R10.4.2.1** ، لا يؤخذ في الاعتبار سوى تراكيب الاحمال المصعدة المرتبطة بالقوة المحورية القصوى (LC1) وبعد أقصى عزم الانحناء (LC2) ، لا يوفر بالضرورة تصميمًا متوافقًا مع الأكواد لتراكيب الاحمال الأخرى مثل **LC3**.

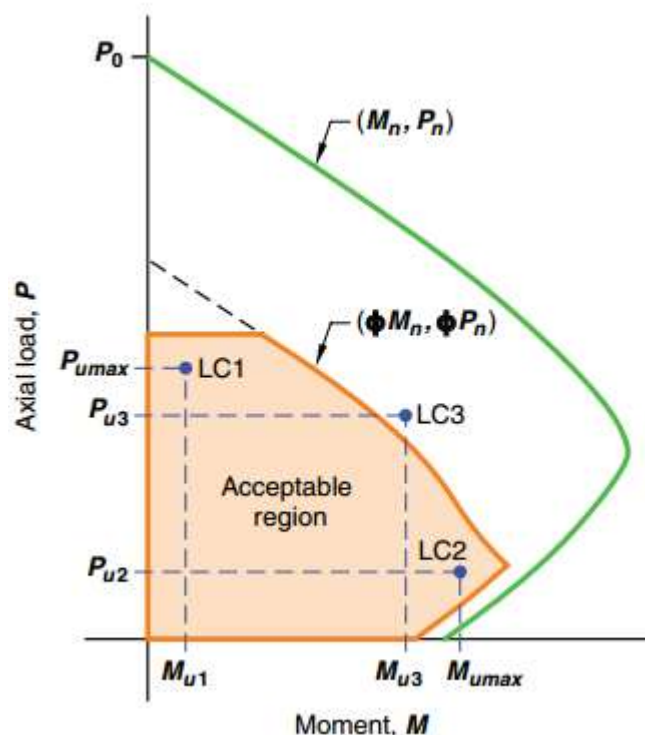


Fig. R10.4.2.1—Critical column load combination.

**الشكل - R10.4.2.1. تركيبة حمولة حرجة للعمود.**

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

**10.5—Design strength**

10.5.1 General

**10.5 - المقاومة التصميمية**  
**10.5.1 عام**

10.5.1.1 For each applicable factored load combination, design strength at all sections shall satisfy  $\phi S_n \geq U$ , including (a) through (d). Interaction between load effects shall be considered:

**10.5.1.1** بالنسبة لكل تركيبة حمولة مصعدة معمول بها ، يجب أن تستوفي المقاومة التصميمية في جميع المقاطع  $\phi S_n \geq U$  ، بما في ذلك (أ) إلى (د) . يجب النظر في التفاعل بين تأثيرات الحمولة:

- (a)  $\phi P_n \geq P_u$
- (b)  $\phi M_n \geq M_u$
- (c)  $\phi V_n \geq V_u$
- (d)  $\phi T_n \geq T_u$

**10.5.1.2  $\phi$  shall be determined in accordance with 21.2.**

**10.5.1.2  $\phi$  يجب أن يتم تحديد وفقاً 21.2.**

**10.5.2 Axial force and moment**

**10.5.2 القوة المحورية والعزم**

10.5.2.1  $P_n$  and  $M_n$  shall be calculated in accordance with 22.4.

**10.5.2.1** يتم حساب  $P_n$  و  $M_n$  وفقاً لـ 22.4.

**10.5.3 Shear**

**10.5.3 القص**

10.5.3.1  $V_n$  shall be calculated in accordance with 22.5.

**10.5.3.1  $V_n$  تحسب وفقاً لـ 22.5.**

**10.5.4 Torsion**

**10.5.4 الالتواء**

10.5.4.1 If  $T_u \geq \phi T_{th}$ , where  $T_{th}$  is given in 22.7, torsion shall be considered in accordance with Chapter 9.

**10.5.4.1** إذا كان  $T_u \geq \phi T_{th}$  ، حيث يتم إعطاء  $T_{th}$  في 22.7 ، يجب اعتبار الالتواء وفقاً للفصل 9.

**R10.5—Design strength**

R10.5.1 General

**R10.5 - المقاومة التصميمية**  
**R10.5.1 عام**

R10.5.1.1 Refer to R9.5.1.1.

**R10.5.1.1** الرجوع إلى R9.5.1.1.

R10.5.4 Torsion—Torsion acting on columns in buildings is typically negligible and is rarely a governing factor in the design of columns.

**R10.5.4 الالتواء - الالتواء يعمل على أعمدة في المباني لا يكاد يذكر ، ونادراً ما يكون عاملاً متحكماً في تصميم الأعمدة.**

## 10.6—Reinforcement limits

### 10.6 - حدود التسليح

#### 10.6.1 Minimum and maximum longitudinal reinforcement

##### 10.6.1 أقل وأقصى تسليح طولي

10.6.1.1 For nonprestressed columns and for prestressed columns with average  $f_{pe} < 1.6$  MPa, area of longitudinal reinforcement shall be at least  $0.01A_g$  but shall not exceed  $0.08A_g$ .

**10.6.1.1 بالنسبة للأعمدة الغير مسبقة الاجهاد وللأعمدة مسبقة الإجهاد**  
بمتوسط أقل من  $f_{pe} < 1.6$  MPa، يجب أن تكون مساحة التسليح الطولي  
 **$0.01A_g$  على الأقل ولكن لا تتجاوز  $0.08A_g$**

## R10.6—Reinforcement limits

### R10.6 — حدود التسليح

#### R10.6.1 Minimum and maximum longitudinal reinforcement

##### R10.6.1 أقل وأقصى تسليح طولي

R10.6.1.1 Limits are provided for both the minimum and maximum longitudinal reinforcement ratios. Minimum reinforcement—Reinforcement is necessary to provide resistance to bending, which may exist regardless of analytical results, and to reduce the effects of creep and shrinkage of the concrete under sustained compressive stresses. Creep and shrinkage tend to transfer load from the concrete to the reinforcement, and the resultant increase in reinforcement stress becomes greater as the reinforcement ratio decreases. Therefore, a minimum limit is placed on the reinforcement ratio to prevent reinforcement from yielding under sustained service loads (Richart 1933).

**R10.6.1.1** يتم توفير الحدود لكل من الحد الأدنى والحد الأقصى لنسب التسليح الطولي. الحد الأدنى من التسليح - التسليح ضروري لتوفير مقاومة الانحناء، والتي قد تكون موجودة بغض النظر عن النتائج التحليلية، والحد من آثار الزحف والانكماش للخرسانة تحت اجهاد الضغط المستمر يميل الزحف والانكماش إلى نقل الحمل من الخرسانة إلى التسليح، وتصبح الزيادة الناتجة في اجهاد التسليح أكبر كلما انخفضت نسبة التسليح. لذلك، يتم وضع حد أدنى على نسبة التسليح لمنع التسليح من الخضوع تحت احمال الخدمة المستمرة (Richart 1933)

Maximum reinforcement—The amount of longitudinal reinforcement is limited to ensure that concrete can be effectively consolidated around the bars and to ensure that columns designed according to the Code are similar to the test specimens by which the Code was calibrated. The 0.08 limit applies at all sections, including splice regions, and can also be considered a practical maximum for longitudinal reinforcement in terms of economy and requirements for placing. Longitudinal reinforcement in columns should usually not exceed 4 percent if the column bars are required to be lap spliced, as the lap splice zone will have twice as much reinforcement if all lap splices occur at the same location.

. الحد الأقصى للتسليح - يقتصر كمية التسليح الطولي على ضمان توحيد الخرسانة على نحو فعال حول القضبان وضمان أن الأعمدة المصممة وفقاً للكود تشبه عينات الاختبار التي تم بها معايرة الكود. ينطبق الحد 0.08 على جميع المقاطع، بما في ذلك مناطق الاتصال، ويمكن أيضاً اعتباره الحد الأقصى العملي للتسليح الطولي من حيث الاقتصاد ومتطلبات وضعه. يجب ألا يتجاوز التسليح الطولي في الأعمدة عادة 4 في المائة إذا كانت اسياخ الاعمدة مطلوبة لتكوين التوصليل المتداخل، حيث أن منطقة التوصيلات المتداخلة ستحصل على ضعف التسليح إذا حدثت التوصيلات المتداخلة في نفس الموقع.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

### 10.6.2 Minimum shear reinforcement

#### 10.6.2 الحد الأدنى لتسليح القص

10.6.2.1 A minimum area of shear reinforcement,  $A_{v,min}$ , shall be provided in all regions where  $V_u > 0.5\phi V_c$ .

10.6.2.1 يجب توفير الحد الأدنى لتسليح القص ،  $A_{v,min}$  ، في جميع المناطق حيث تكون  $V_u > 0.5\phi V_c$

10.6.2.2 If shear reinforcement is required,  $A_{v,min}$  shall be the greater of (a) and (b):

10.6.2.2 إذا كان تسليح القص مطلوباً ، فيجب أن يكون أكبر من (أ) و (ب):

$$(a) 0.062 \sqrt{f_c} \frac{b_w s}{f_y}$$

$$(b) 0.35 \frac{b_w s}{f_y}$$

### 10.7—Reinforcement detailing

#### 10.7.1 General

#### 10.7 - تفاصيل التسليح 10.7.1 عام

10.7.1.1 Concrete cover for reinforcement shall be in accordance with 20.5.1.

10.7.1.1 يجب أن تكون الغطاء الخرساني للتسليح طبقاً لـ 20.5.1.

10.7.1.2 Development lengths of deformed and prestressed reinforcement shall be in accordance with 25.4.

10.7.1.2 يجب أن تكون أطوال التثبيت للتسليح المحلزن ومسبقاً الإجهاد وفقاً لـ 25.4.

10.7.1.3 Along development and lap splice lengths of longitudinal bars with  $f_y \geq 550 \text{ MPa}$ , transverse reinforcement shall be provided such that  $K_{tr}$  shall not be smaller than  $0.5 d_b$ .

10.7.1.3 على طول أطوال التثبيت والتوصيلات المتداخلة للأسياخ الطولية مع  $f_y \geq 550$  ميغا باسكال ، يجب توفير التسليح العرضي بحيث لا يكون  $K_{tr}$  أصغر من  $0.5 d_b$

10.7.1.4 Bundled bars shall be in accordance with 25.6

10.7.1.4 يجب أن تكون حزمة الاسياخ متوافقة مع 25.6

### 10.7.2 Reinforcement spacing

#### 10.7.2 المسافة بين حديد التسليح

10.7.2.1 Minimum spacing  $s$  shall be in accordance with 25.2.

10.7.2.1 يجب أن يكون أقل تباعد  $S$  متوافقة مع 25.2.

### R10.6.2 Minimum shear reinforcement

#### R10.6.2 الحد الأدنى لتسليح القص

R10.6.2.1 The basis for the minimum shear reinforcement is the same for columns and beams. Refer to R9.6.3 for more information.

R10.6.2.1 إن أساس الحد الأدنى من تسليح القص هو نفسه للأعمدة و الكمرات. ارجع إلى R9.6.3 لمزيد من المعلومات.

### R10.7—Reinforcement detailing

#### R10.7 - تفاصيل التسليح

### 10.7.3 Longitudinal reinforcement

#### 10.7.3 التسليح الطولي

10.7.3.1 For nonprestressed columns and for prestressed columns with average  $f_{pe} < 1.6 \text{ MPa}$ , the minimum number of longitudinal bars shall be (a), (b), or (c): (a) Three within triangular ties (b) Four within rectangular or circular ties (c) Six enclosed by spirals or for columns of special moment frames enclosed by circular hoops

10.7.3.1 بالنسبة للأعمدة الغير مسبقة الاجهاد ومسبقة الإجهاد التي يبلغ متوسطها  $f_{pe} < 1.6 \text{ MPa}$  ، يكون الحد الأدنى لعدد الاسياخ الطولية (أ) أو (ب) أو (ج): (أ) ثلاثة ضمن كانات ثلاثية (ب) أربعة داخل كانات مستطيلة أو دائرية (ج) ستة محاطة بكانات حلزونية أو للأعمدة ذات إطارات عزم خاص محاطة بأطواق دائرية

### 10.7.4 Offset bent longitudinal reinforcement

#### 10.7.4 الازاحة للتسليح الطولي المنحني

10.7.4.1 The slope of the inclined portion of an offset bent longitudinal bar relative to the longitudinal axis of the column shall not exceed 1 in 6. Portions of bar above and below an offset shall be parallel to axis of column.

10.7.4.1 يجب ألا يتجاوز ميل الجزء المائل لازاحة التسليح الطولي المنحني بالنسبة إلى المحور الطولي للعمود 1 في 6. يجب أن تكون أجزاء السبخ أعلى وأسفل الإزاحة موازية لمحاور العمود.

10.7.4.2 If the column face is offset 75 mm. or more, longitudinal bars shall not be offset bent and separate dowels, lap spliced with the longitudinal bars adjacent to the offset column faces, shall be provided.

10.7.4.2 إذا كانت إزاحة وجه العمود 75 mm أو أكثر ، فلا يجب إزاحة التسليح الطولي المنحني والاشاير المنفصلة ، والتوصيل المتداخل مع الاسياخ الطولية المجاورة لأوجه عمود التي تم إزاحتها.

### 10.7.5 Splices of longitudinal reinforcement

#### 10.7.5.1 General

#### 10.7.5 التوصيلات في التسليح الطولي عام 10.7.5.1

10.7.5.1.1 Lap splices, mechanical splices, butt welded splices, and end-bearing splices shall be permitted.

10.7.5.1.1 يسمح بالتوصيلات المتداخلة والتوصيلات الميكانيكية والتوصيلات الملحومة البارزة وتوصيلات التحميل الطرفي.

### R10.7.3 Longitudinal reinforcement

#### R10.7.3 التسليح الطولي

R10.7.3.1 At least four longitudinal bars are required when bars are enclosed by rectangular or circular ties. For other tie shapes, one bar should be provided at each apex or corner and proper transverse reinforcement provided. For example, tied triangular columns require at least three longitudinal bars, with one at each apex of the triangular ties. For bars enclosed by spirals, at least six bars are required. If the number of bars in a circular arrangement is less than eight, the orientation of the bars may significantly affect the moment strength of eccentrically loaded columns and should be considered in design.

R10.7.3.1 يلزم وجود أربعة اسياخ طولية على الأقل عندما تكون الاسياخ محاطة بكانات مستطيلة أو دائرية. أما بالنسبة لأشكال الكانات الأخرى، فيجب توفير سبخ واحد في كل زاوية وتوفير تسليح عرضي مناسب. على سبيل المثال، تتطلب الأعمدة المثلاثة المقيدة ثلاثة اسياخ طولية على الأقل، مع وجود راس واحد في كل زاوية من الكانة الثلاثية. للأسياخ المغلفة بواسطة الكانات الحلزونية، هناك حاجة لستة اسياخ على الأقل. إذا كان عدد الاسياخ في ترتيب دائري أقل من ثمانية، فإن اتجاه الاسياخ قد يؤثر بشكل كبير على مقاومة العزم للأعمدة المحملة لامركزيا وينبغي الاهتمام بها في التصميم.

### R10.7.5 Splices of longitudinal reinforcement

#### R10.7.5.1 General

#### R10.7.5 التوصيلات في التسليح الطولي عام R10.7.5.1

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

10.7.5.1.2 Splices shall satisfy requirements for all factored load combinations.

10.7.5.1.2 يجب أن تلبى التوصيلات المتطلبات الكافية لتراكيب الأحمال المصعدة.

R10.7.5.1.2 Frequently, the basic gravity load combination will govern the design of the column itself, but a load combination including wind or earthquake effects may induce greater tension in some column bars. Each bar splice should be designed for the maximum calculated bar tensile force.

R10.7.5.1.2 في كثير من الأحيان ، يحكم تركيبة الحمل الراسي الأساسي تصميم العمود نفسه ، ولكن تركيبة الحمولة بما في ذلك تأثيرات الرياح أو الزلازل قد تعرض على شد أكبر في بعض اسياخ الأعمدة . يجب تصميم كل اسياخ التوصيلات لأقصى قوة شد للسبخ المحسوب.

10.7.5.1.3 Splices of deformed reinforcement shall be in accordance with 25.5 and shall satisfy the requirements of 10.7.5.2 for lap splices or 10.7.5.3 for end-bearing splices

10.7.5.1.3 يجب أن تكون توصيلات التسليح المحلزن متوافقة مع 25.5 ويجب أن تفي بمتطلبات 10.7.5.2 للتوصيلات المتداخلة أو 10.7.5.3 لتوصيلات التحميل الطرفي.

R10.7.5.1.3 For the purpose of calculating  $\ell_d$  for tension lap splices in columns with offset bars, Fig. R10.7.5.1.3 illustrates the clear spacing to be used.

R10.7.5.1.3 لغرض حساب  $\ell_d$  التوصيلات المتداخلة للشد في الأعمدة ذات الاسياخ المتقابلة ، يوضح الشكل 10.7.5.1.3 التباعد الواضح المطلوب استخدامه.

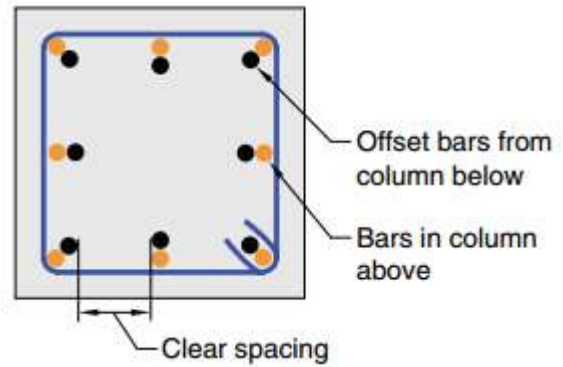


Fig. R10.7.5.1.3—Offset column bars.

الشكل R10.7.5.1.3- إزاحة اسياخ أعمدة.

### 10.7.5.2 Lap splices

### 10.7.5.2 التوصيلات المتداخلة

R10.7.5.2 Lap splices—In columns subject to moment and axial force, tensile stresses may occur on one face of the column for moderate and large eccentricities as shown in Fig. R10.7.5.2. If such stresses occur, 10.7.5.2.2 requires tension splices to be used. The splice requirements have been formulated on the basis that a compression lap splice has a tensile strength of at least  $0.25f_y$ . Therefore, even if columns bars are designed for compression according to 10.7.5.2.1, some tensile strength is inherently provided.

R10.7.5.2 التوصيلات المتداخلة - في الأعمدة المعرضة لعزم والقوة المحورية ، قد تحدث إجهادات الشد على وجه واحد من العمود للزاحات المتوسطة والكبيرة كما هو موضح في الشكل 10.7.5.2. في حالة حدوث مثل هذه الإجهادات، يتطلب 10.7.5.2.2 استخدام توصيلات للشد . تم صياغة متطلبات التوصيل على أساس أن التوصيلات المتداخلة لديه مقاومة شد على الأقل  $0.25f_y$ ، حتى إذا تم تصميم اسياخ الأعمدة للضغط طبقاً لـ 10.7.5.2.1 ، يتم توفير بعض مقاومة الشد بطبيعتها.



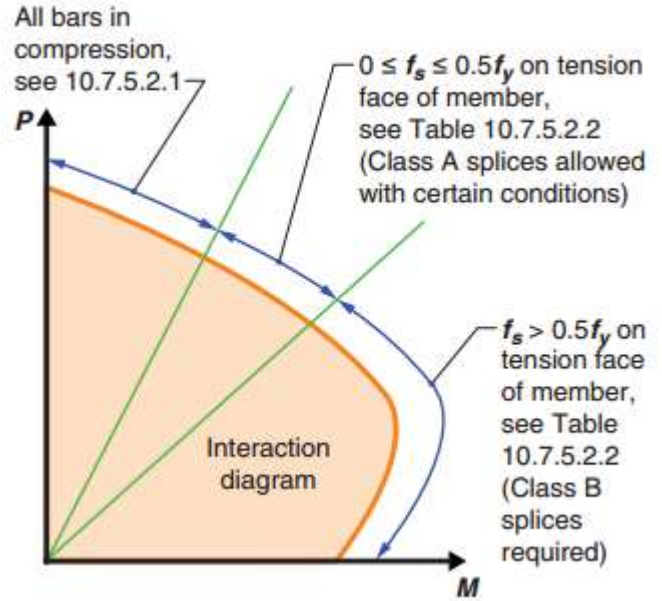


Fig. R10.7.5.2—Lap splice requirements for columns.

الشكل R10.7.5.2 متطلبات التوصيلات المتداخلة للأعمدة.

10.7.5.2.1 If the bar force due to factored loads is compressive, compression lap splices shall be permitted. It shall be permitted to decrease the compression lap splice length in accordance with (a) or (b), but the lap splice length shall be at least 300 mm.

(a) For tied columns, where ties throughout the lap splice length have an effective area not less than  $0.0015h_s$  in both directions, lap splice length shall be permitted to be multiplied by 0.83. Tie legs perpendicular to dimension  $h$  shall be considered in calculating effective area. (b) For spiral columns, where spirals throughout the lap splice length satisfy 25.7.3, lap splice length shall be permitted to be multiplied by 0.75.

10.7.5.2.1 إذا كان قوة السيخ بسبب الاحمال المصعدة هو ضغط ، فيجب السماح بتوصيلات متداخلة للضغط .ويسمح بتخفيض طول التوصيلة المتداخلة للضغط وفقاً لـ (أ) أو (ب) ، ولكن يجب أن يكون طول توصيلة التداخل 300 mm على الأقل.

(أ) بالنسبة للأعمدة المستطيلة، حيث تكون الكانات المربعة عبر طول الوصلة المتداخلة مساحة فعالة لا تقل عن  $0.0015h_s$  في كلا الاتجاهين ، يسمح بمضاعفة طول الوصلة بـ 0.83 .يجب اعتبار ساق الكانة العمودية للبعد  $h$  عند حساب المساحة الفعالة .(ب) بالنسبة للأعمدة الدائرية ، حيث تستوفي الكانات الحلزونية خلال طول وصلة متداخلة في 25.7.3 ، يسمح بمضاعفة طول الوصلة بـ 0.75.

10.7.5.2.2 If the bar force due to factored loads is tensile, tension lap splices shall be in accordance with Table 10.7.5.2.2.

10.7.5.2.2 إذا كانت قوة السيخ نتيجة للأحمال المصعدة هي الشد ، فيجب أن تكون التوصيلات المتداخلة للشد وفقاً للجدول 10.7.5.2.2.

R10.7.5.2.1 Reduced lap lengths are permitted if the splice is enclosed throughout its length by sufficient ties. The tie leg areas perpendicular to each direction are calculated separately. An example is provided in Fig. R10.7.5.2.1, where four legs are effective in one direction and two legs in the other direction. Compression lap lengths may also be reduced if the lap splice is enclosed throughout its length by spirals due to increased splitting resistance.

R10.7.5.2.1 يُسمح بأطوال التوصيلات المتداخلة المنخفضة إذا كانت التوصيلات مغلقة خلال طولها بكانات كافية .يتم حساب مناطق ساق الكانة العمودية على كل اتجاه على حدة .ويرد مثال في الشكل R10.7.5.2.1 ، حيث تكون الساق الأربعة فعالة في اتجاه واحد وساقين في الاتجاه الآخر .قد يتم أيضاً تقليل أطوال التداخل في الضغط إذا كان التوصيلات المتداخلة مغلقة خلال طولها بواسطة الحلزون مما يؤدي إلى زيادة مقاومة التشقق.

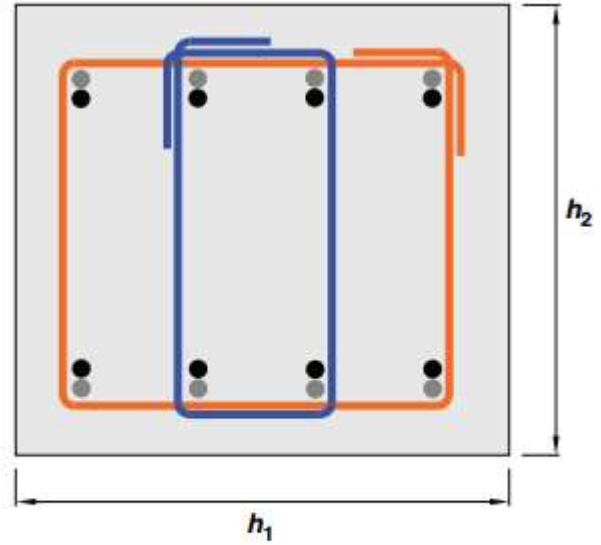
CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

Table 10.7.5.2.2—Tension lap splice class

جدول 10.7.5.2.2 - فئة الوصلة المتداخلة للشد

Tensile bar stress	Splice details	Splice type
$\leq 0.5f_y$	$\leq 50\%$ bars spliced at any section and lap splices on adjacent bars staggered by at least $\ell_d$	Class A
	Other	Class B
$> 0.5f_y$	All cases	Class B



Direction 1:  $4A_b \geq 0.0015h_1S$

Direction 2:  $2A_b \geq 0.0015h_2S$

where  $A_b$  is the area of the tie

Fig. R10.7.5.2.1—Example of application of 10.7.5.2.1(a).

الشكل 10 - R10.7.5.2 مثال على التطبيق 10.7.5.2.1 (أ).

### 10.7.5.3 End-bearing splices

#### 10.7.5.3 توصيلات التحميل الطرفي

10.7.5.3.1 If the bar force due to factored loads is compressive, end-bearing splices shall be permitted provided the splices are staggered or additional bars are provided at splice locations. The continuing bars in each face of the column shall have a tensile strength at least  $0.25f_y$  times the area of the vertical reinforcement along that face.

10.7.5.3.1 إذا كانت قوة السيخ نتيجة للأحمال المصعدة هي ضغط ، يجب السماح بتوصيلات التحميل الطرفي بشرط أن تكون التوصيلات متداخلة أو يتم توفير أسياخ إضافية في أماكن الوصلة. يجب أن يكون للأسياخ المستمرة في كل وجه من العمود مقاومة شد على الأقل  $0.25f_y$  من مساحة التسليح الرأسي على طول هذا الوجه.

### R10.7.5.3 End-bearing splices

#### R10.7.5.3 توصيلات التحميل الطرفي

R10.7.5.3.1 Details for end-bearing splices are provided in 25.5.6.

R10.7.5.3.1 يتم توفير تفاصيل لتوصيلات التحميل الطرفي في 25.5.6.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

### 10.7.6 Transverse reinforcement

#### 10.7.6.1 General

#### 10.7.6 التسليح العرضي 10.7.6.1 عام

10.7.6.1.1 Transverse reinforcement shall satisfy the most restrictive requirements for reinforcement spacing.

10.7.6.1.1 يجب أن يستوفي التسليح العرضي المتطلبات الأكثر تقييداً لتباعد التسليح.

10.7.6.1.2 Details of transverse reinforcement shall be in accordance with 25.7.2 for ties, 25.7.3 for spirals, or 25.7.4 for hoops.

10.7.6.1.2 يجب أن تكون تفاصيل التسليح العرضي وفقاً لـ 25.7.2 للكانات المستطيلة ، أو 25.7.3 للكانات الحلزونية ، أو 25.7.4 للأطواق.

10.7.6.1.3 For prestressed columns with average  $f_{pe} \geq 1.6$  MPa, transverse ties or hoops need not satisfy the 16db spacing requirement of 25.7.2.1.

10.7.6.1.3 بالنسبة للأعمدة مسبقة الإجهاد مع متوسط  $f_{pe} \geq 1.6$  MPa ، لا تلزم الكانات العرضية أو الأطواق تحقيق متطلبات التباعد بمقدار 16db في 25.7.2.1.

10.7.6.1.4 Longitudinal reinforcement shall be laterally supported using ties or hoops in accordance with 10.7.6.2 or spirals in accordance with 10.7.6.3, unless tests and structural analyses demonstrate adequate strength and feasibility of construction.

10.7.6.1.4 يجب التدعيم الجانبي للتسليح الطولي باستخدام الكانات أو الأطواق وفقاً لـ 10.7.6.2 أو الكانات الحلزونية وفقاً لـ 10.7.6.3 ، ما لم تثبت الاختبارات والتحليلات الانشائية المقاومة الكافية وجودة البناء.

10.7.6.1.5 If anchor bolts are placed in the top of a column or pedestal, the bolts shall be enclosed by transverse reinforcement that also surrounds at least four longitudinal bars within the column or pedestal. The transverse reinforcement shall be distributed within 125 mm of the top of the column or pedestal and shall consist of at least two No. 13 or three No. 10 ties or hoops.

10.7.6.1.5 إذا تم وضع مسامير التثبيت في أعلى العمود أو الركيزة ، فيجب إرفاق المسامير بواسطة التسليح العرضي الذي يحيط أيضاً بأربعة أسياخ طولية على الأقل داخل العمود أو القاعدة. يوزع التسليح العرضي في حدود 125 مم من أعلى العمود أو القاعدة ويتكون من كانات أو أطواق رقم 13 أو 10.

### R10.7.6 Transverse reinforcement

#### R10.7.6.1 General

#### R10.7.6 التسليح العرضي R10.7.6.1 عام

R10.7.6.1.4 All longitudinal bars in compression should be enclosed within transverse reinforcement. Where longitudinal bars are arranged in a circular pattern, only one circular tie per specified spacing is required. This requirement can be satisfied by a continuous circular tie (helix), with the maximum pitch being equal to the required tie spacing. It is prudent to provide a set of ties at each end of lap spliced bars, above and below end-bearing splices, and at minimum spacings immediately below sloping regions of offset bent bars. Precast columns with cover less than 40 mm., prestressed columns without longitudinal bars, columns of concrete with small size coarse aggregate, wall-like columns, and other unusual columns may require special designs for transverse reinforcement.

R10.7.6.1.4 يجب وضع جميع الاسياخ الطولية في الشغل داخل التسليح العرضي. عندما يتم ترتيب الاسياخ الطولية على شكل دائري ، لا يلزم سوى سبيخ دائري واحد لكل تباعد محدد يمكن استيفاء هذا الشرط عن طريق كاتبة دائرية مستمرة (حلزونية)، مع تساوي الحد الأقصى للمباعدة بين تباعد الكانات المطلوبة. من الحكمة توفير مجموعة من الكانات عند كل طرف من اسياخ التوصيلات المتداخلة، أعلى وأسفل توصيلات التحميل الطرفي، وفي الحد الأدنى من المسافة مباشرة أسفل المناطق المنحدرة من اسياخ الانحناء المتقابلة. قد تتطلب الأعمدة مسبقة الصب ذات الغطاء الأقل من 40 mm ، والأعمدة مسبقة الإجهاد التي لا تحتوي على اسياخ طولية، وأعمدة من الخرسانة ذات ركام خشن صغير الحجم، وأعمدة تشبه الجدران ، وأعمدة أخرى غير عادية تصميمات خاصة للتسليح العرضي.

## CODE

### الكود

10.7.6.1.6 If mechanical couplers or extended bars for connection to a precast element are placed in the ends of columns or pedestals, the mechanical couplers or extended bars shall be enclosed by transverse reinforcement. The transverse reinforcement shall be distributed within 125 mm of the ends of the column or pedestal and shall consist of at least two No. 13 or three No. 10 ties or hoops.

10.7.6.1.6 إذا تم توصيل المزدوجات الميكانيكية أو أسياخ التمديد إلى عنصر مسبق الصب الموجودة في نهاية الأعمدة أو القاعدة العلوية، يجب أن توضع المزدوجات الميكانيكية أو أسياخ التمديد بواسطة تسليح عرضي. يتم توزيع التسليح العرضي في حدود 125 mm من نهاية العمود أو القاعدة العلوية ويتكون من سيخين على الأقل رقم 13 أو 10.

### 10.7.6.2 Lateral support of longitudinal bars using ties or hoops

10.7.6.2 التدعيم الجانبي للتسليح الطولي باستخدام الكانات المستطيلة أو الاطواق

10.7.6.2.1 In any story, the bottom tie or hoop shall be located not more than one-half the tie or hoop spacing above the top of footing or slab.

10.7.6.2.1 في أي طابق ، يجب أن لا يتم تحديد كانة سفلية أو طوق بأكثر من نصف تباعد الكانة أو الطوق فوق اعلى الأساس أو البلاطة.

10.7.6.2.2 In any story, the top tie or hoop shall be located not more than one-half the tie or hoop spacing below the lowest horizontal reinforcement in the slab, drop panel, or shear cap. If beams or brackets frame into all sides of the column, the top tie or hoop shall be located not more than 75 mm. below the lowest horizontal reinforcement in the shallowest beam or bracket.

10.7.6.2.2 في أي طابق ، يجب أن لا يكون أعلى الكانة أو الطوق أكثر من نصف تباعد الكانة أو الطوق أسفل التسليح الأفقي الأقل في البلاطة ، أو بلاطة السقوط ، أو تاج القص. إذا كانت الكمرات أو الأقواس مثبتة في جميع جوانب العمود ، فيجب أن لا يكون أعلى الكانة أو الطوق أعلى من 75 mm تحت التسليح الأفقي الأدنى في الكمرة السطحية أو القوس.

### 10.7.6.3 Lateral support of longitudinal bars using spirals

10.7.6.3 التدعيم الجانبي للتسليح الطولي باستخدام الكانات الحلزونية

10.7.6.3.1 In any story, the bottom of the spiral shall be located at the top of footing or slab.

10.7.6.3.1 في أي طابق ، يجب أن يقع الجزء السفلي للكانة الحلزونية في الجزء العلوي من الأساس أو البلاطة.

10.7.6.3.2 In any story, the top of the spiral shall be located in accordance with Table 10.7.6.3.2

10.7.6.3.2 في أي طابق ، يجب وضع الجزء العلوي من الكانة الحلزونية وفقاً للجدول 10.7.6.3.2

## COMMENTARY

### التعليق

R10.7.6.1.5 and R10.7.6.1.6 Confinement improves load transfer from the anchor bolts to the column or pier where concrete cracks in the vicinity of the bolts. Such cracking can occur due to unanticipated forces caused by temperature, restrained shrinkage, and similar effects.

R10.7.6.1.5 and R10.7.6.1.6 يحسّن نقل الحمولة من مسامير التثبيت إلى العمود أو الركيزة حيث توجد شقوق خرسانية في محيط المسامير. يمكن أن يحدث مثل هذا التشقق بسبب قوى غير متوقعة ناتجة عن درجة الحرارة، والانكماش المقيد ، والآثار المماثلة.

R10.7.6.2 Lateral support of longitudinal bars using ties or hoops

R10.7.6.2 التدعيم الجانبي للتسليح الطولي باستخدام الكانات المستطيلة أو الاطواق

R10.7.6.2.2 For rectangular columns, beams or brackets framing into all four sides at the same elevation are considered to provide restraint over a joint depth equal to that of the shallowest beam or bracket. For columns with other shapes, four beams framing into the column from two orthogonal directions are considered to provide equivalent restraint.

R10.7.6.2.2 بالنسبة للأعمدة المستطيلة ، تُعتبر الكمرة أو الأقواس التي تصبح أطار في الجوانب الأربعة في نفس الارتفاع لتوفير تقييد على عمق الوصلة مساو للكمرة السطحية أو القوس. بالنسبة للأعمدة ذات الأشكال الأخرى ، تعتبر الكمرات الأربع كأطار في العمود من اتجاهين متعامدين لتوفير تقييد مكافئ.

R10.7.6.3.2 Refer to R10.7.6.2.2.

R10.7.6.3.2 الرجوع إلى R10.7.6.2.2.

Table 10.7.6.3.2 —Spiral extension requirements at top of column

جدول 10.7.6.3.2 - متطلبات تمديد الكانات الحلزونية في أعلى العمود

Framing at column end	Extension requirements
Beams or brackets frame into all sides of the column	Extend to the level of the lowest horizontal reinforcement in members supported above.
Beams or brackets do not frame into all sides of the column	Extend to the level of the lowest horizontal reinforcement in members supported above. Additional column ties shall extend above termination of spiral to bottom of slab, drop panel, or shear cap.
Columns with capitals	Extend to the level at which the diameter or width of capital is twice that of the column.

## 10.7.6.4 Lateral support of offset bent longitudinal bars

## 10.7.6.4 التدعيم الجانبي لازاحة الاسياخ الطولية المنحنية

10.7.6.4.1 Where longitudinal bars are offset, horizontal support shall be provided by ties, hoops, spirals, or parts of the floor construction and shall be designed to resist 1.5 times the horizontal component of the calculated force in the inclined portion of the offset bar..

10.7.6.4.1 عند أزاحة الاسياخ الطولية ، يتم توفير التدعيم الأفقي بواسطة الكانات المستطيلة ، الأطواق ، الكانات الحلزونية ، أو أجزاء من بناء الأرضية ، ويجب أن تصمم لمقاومة 1.5 مرة من المكون الأفقي للقوة المحسوبة في الجزء المائل من السبخ الذي تم ازاحته.

10.7.6.4.2 If transverse reinforcement is provided to resist forces that result from offset bends, ties, hoops, or spirals shall be placed not more than 150 mm. from points of bend.

10.7.6.4.2 إذا تم توفير التسليح العرضي لمقاومة القوى التي تنتج عن انحناءات الإزاحة ، فإن الكانات المستطيلة أو الأطواق أو الحلزونية يجب أن لا تزيد عن 150 mm من نقاط الانحناء.

## 10.7.6.5 Shear

## 10.7.6.5 القص

10.7.6.5.1 If required, shear reinforcement shall be provided using ties, hoops, or spirals.

10.7.6.5.1 إذا لزم الأمر ، يجب توفير تسليح القص باستخدام الكانات المستطيلة ، الأطواق ، أو الحلزونية.

10.7.6.5.2 Maximum spacing of shear reinforcement shall be in accordance with Table 10.7.6.5.2.

10.7.6.5.2 يجب أن يكون أقصى تباعد لتسليح القص وفقاً للجدول 10.7.6.5.2.



## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

Table 10.7.6.5.2—Maximum spacing of shear reinforcement

جدول 10.7.6.5.2 - أقصى تباعد لتسليح القص

$V_s$		Maximum s, mm	
		Nonprestressed column	Prestressed column
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$	Lesser of:	$d/2$	$3h/4$
		600	
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$	Lesser of:	$d/4$	$3h/8$
		300	

## CHAPTER 11—WALLS

## 11.1—Scope

## الفصل 11 - الجدران

## 11.1.1—المجال

11.1.1 This chapter shall apply to the design of nonprestressed and prestressed walls including (a) through (c):

(a) Cast-in-place (b) Precast in-plant (c) Precast on-site including tilt-up

11.1.1 ينطبق هذا الفصل على تصميم الجدران الغير مسبقة الاجهاد ومسبقة الاجهاد بما في ذلك من (أ) إلى (ج):  
(أ) الصب في الموقع  
(ب) مسبقة الصب في المصنع  
(ج) مسبقة الصب في الموقع بما في ذلك جعلها مائلة

11.1.2 Design of special structural walls shall be in accordance with Chapter 18.

11.1.2 يكون تصميم الجدران الإنشائية الخاصة وفقاً للفصل 18.

11.1.3 Design of plain concrete walls shall be in accordance with Chapter 14.

11.1.3 يجب أن يكون تصميم الجدران الخرسانية العادية وفقاً للفصل 14.

11.1.4 Design of cantilever retaining walls shall be in accordance with Chapter 13.

11.1.4 يجب أن يكون تصميم الجدران الساندة الكابولية وفقاً للفصل 13.

11.1.5 Design of walls as grade beams shall be in accordance with 13.3.5.

11.1.5 يجب أن يكون تصميم الحوائط ككمرات متدرجة طبقاً لـ 13.3.5.

11.1.6 Cast-in-place walls with insulating forms shall be permitted by this Code for use in one- or two-story buildings.

11.1.6 يسمح هذا الكود بالجدران المصبوبة في الموقع بأشكال معزولة لاستخدامها في المباني المكونة من طابق واحد أو طابقين.

## R11—WALLS

## R11-الجدران

R11.1.1 This chapter applies generally to walls as vertical and lateral force-resisting members. Provisions for in-plane shear in ordinary structural walls, as opposed to special structural walls conforming to 18.10, are included in this chapter.

R11.1.1 ينطبق هذا الفصل بشكل عام على الجدران كعناصر مقاومة للقوة الرأسية والجانبية. يتم ادخال أحكام القص في المستوى في الجدران الإنشائية العادية ، على عكس الجدران الإنشائية الخاصة المطابقة لـ 18.10 ، في هذا الفصل.

R11.1.2 Special structural walls are detailed according to the provisions of 18.10. This Code uses the term “structural wall” as being synonymous with “shear wall.” While the term “shear wall” is not defined in this Code, the definition of a structural wall in Chapter 2 states “a shear wall is a structural wall.” ASCE/SEI 7 defines a structural wall as a wall that meets the definition for a bearing wall or a shear wall. A bearing wall is defined as a wall that supports vertical load beyond a certain threshold value. A shear wall is defined as a wall, bearing or nonbearing, designed to resist lateral forces acting in the plane of the wall. ASCE/SEI 7 definitions are widely accepted.

R11.1.2 تم تفصيل الجدران الإنشائية الخاصة وفقاً لأحكام 18.10. يستخدم هذا الكود مصطلح "الجدار الإنشائي" كمترادف لـ "جدار القص". في حين أن مصطلح "جدار القص" لا يتم تعريفه في هذا الكود ، فإن تعريف الجدار الإنشائي في الفصل 2 ينص على أن "جدار القص هو جدار إنشائي". يعرف ASCE / SEI 7 جداراً إنشائياً كجدار يلبي تعريفات الجدار الحامل أو جدار القص. يتم تعريف الجدار الحامل على أنه جدار يدعم الحمل الرأسي الذي يتجاوز قيمة حد معين. يتم تعريف جدار القص على أنه جدار ، أو حامل أو غير حامل ، مصمم لمقاومة القوى الجانبية التي تعمل في مستوى الجدار. تُقبل تعريفات ASCE / SEI 7 على نطاق واسع.

R11.1.6 Specific design recommendations for cast-in-place walls constructed with insulating concrete forms are not provided in this Code. Guidance can be found in ACI 506R and PCA 100.

R11.1.6 لا يتضمن هذا الكود توصيات تصميم محددة للجدران المصبوبة في الموقع التي تم إنشاؤها بأشكال خرسانية معزولة. يمكن العثور على إرشادات في ACI 506R و PCA 100.



## 11.2—General

## R11.2—General

### 11.2 عام

### R11.2 عام

#### 11.2.1 Materials

#### 11.2.1 المواد

11.2.1.1 Design properties for concrete shall be selected to be in accordance with Chapter 19.

11.2.1.1 يجب اختيار خصائص التصميم للخرسانة وفقاً للفصل 19.

11.2.1.2 Design properties for steel reinforcement shall be selected to be in accordance with Chapter 20.

11.2.1.2 يجب أن يتم اختيار خصائص تصميم حديد التسليح لتكون مطابقة للفصل 20.

11.2.1.3 Materials, design, and detailing requirements for embedments in concrete shall be in accordance with 20.6.

11.2.1.3 يجب أن تكون المواد والتصميم والتفاصيل لمتطلبات الغرز في الخرسانة وفقاً لـ 20.6.

#### 11.2.2 Connection to other members

#### 11.2.2 الاتصال بالعناصر الأخرى

11.2.2.1 For precast walls, connections shall be designed in accordance with 16.2.

11.2.2.1 بالنسبة للجدران مسبقة الصب ، تصمم الوصلات وفقاً لـ 16.2.

11.2.2.2 Connections of walls to foundations shall satisfy 16.3.

11.2.2.2 وصلات الجدران بالاساسات يجب ان تستوفي 16.3.

#### 11.2.3 Load distribution

#### 11.2.3 الحمل الموزع

11.2.3.1 Unless otherwise demonstrated by an analysis, the horizontal length of wall considered as effective for resisting each concentrated load shall not exceed the lesser of the center-to-center distance between loads, and the bearing width plus four times the wall thickness. Effective horizontal length for bearing shall not extend beyond vertical wall joints unless design provides for transfer of forces across the joints.

11.2.3.1 ما لم يثبت خلاف ذلك في التحليل ، يجب ألا يتجاوز الطول الأفقي للجدار الذي يعتبر فعالاً لمقاومة كل حمولة مركزة أقل من المسافة بين المركز إلى المركز بين الأحمال ، وعرض التحميل زائد أربعة أضعاف سماكة الجدار . لا يجب أن يمتد الطول الأفقي الفعال للتحميل إلى أبعد من مفاصل الجدار الرأسي ما لم ينص التصميم على نقل القوى عبر المفاصل.

#### 11.2.4 Intersecting elements

##### 11.2.4 العناصر المتقاطعة

11.2.4.1 Walls shall be anchored to intersecting elements, such as floors and roofs; columns, pilasters, buttresses, or intersecting walls; and to footings.

11.2.4.1 يجب تثبيت الجدران على العناصر المتقاطعة ، مثل الأرضيات والسقوف ؛ أعمدة أو أعمدة ذات تاج أو دعامات أو جدران متقاطعة ؛ وللأساسات.

11.2.4.2 For cast-in-place walls having  $P_u > 0.2f'_c A_g$ , the portion of the wall within the thickness of the floor system shall have specified compressive strength at least  $0.8f'_c$  of the wall.

11.2.4.2 بالنسبة للجدران المصبوبة في الموقع التي تحتوي على  $P_u > 0.2f'_c A_g$  ، يجب أن يكون لجزء من الجدار داخل سمك نظام السطح مقاومة ضغط محددة لا تقل عن  $0.8f'_c$  من الجدار.

#### 11.3—Design limits

##### 11.3 - حدود التصميم

##### 11.3.1 Minimum wall thickness

##### 11.3.1 أقل سماكة للجدار

11.3.1.1 Minimum wall thicknesses shall be in accordance with Table 11.3.1.1. Thinner walls are permitted if adequate strength and stability can be demonstrated by structural analysis.

11.3.1.1 يجب أن يكون أقل سمك للجدار طبقاً للجدول 11.3.1.1. يُسمح بالجدران النحيفة إذا تم إثبات المقاومة والاستقرار الكافيين من خلال التحليل الإنشائي.

Table 11.3.1.1—Minimum wall thickness h

الجدول 11.3.1.1 - الحد الأدنى لسماكة الجدار h

Wall type	Minimum thickness h	
Bearing <sup>[1]</sup>	Greater of:	100 mm (a)
		1/25 the lesser of unsupported length and unsupported height (b)
Nonbearing	Greater of:	100 mm (c)
		1/30 the lesser of unsupported length and unsupported height (d)
Exterior basement and foundation <sup>[1]</sup>	190 mm	(e)

[1] Only applies to walls designed in accordance with the simplified design method of 11.5.3

[1] ينطبق فقط على الجدران المصممة وفقاً لطريقة التصميم المبسطة التي في 11.5.3.

#### R11.2.4 Intersecting elements

##### R11.2.4 العناصر المتقاطعة

R11.2.4.1 Walls that do not depend on intersecting elements for support, do not have to be connected to those elements. It is not uncommon to separate massive retaining walls from intersecting walls to accommodate differences in deformations.

R11.2.4.1 لا يتعين ربط الجدران التي لا تعتمد على العناصر المتقاطعة للدعم بهذه العناصر. ليس من غير المألوف فصل الجدران الساتدة الكتلية عن الجدران المتقاطعة لاستيعاب الاختلافات في التشوهات.

R11.2.4.2 The 0.8 factor reflects reduced confinement in floor-wall joints compared with floor-column joints under gravity loads.

R11.2.4.2 يؤثر المعامل 0.8 على تقليل الحصر في مفاصل الجدار - سطح مقارنة مع وصلات العمود - السطح تحت الأحمال الرأسية.

#### R11.3—Design limits

##### R11.3 - حدود التصميم

##### R11.3.1 Minimum wall thickness

##### R11.3.1 أقل سماكة للجدار

R11.3.1.1 The minimum thickness requirements need not be applied to bearing walls and exterior basement and foundation walls designed by 11.5.2 or analyzed by 11.8.

R11.3.1.1 لا يلزم تطبيق الحد الأدنى لمتطلبات السماكة على الجدران الحاملة والجدران الخارجية والأساسات المصممة بواسطة 11.5.2 أو تحليلها بواسطة 11.8.

## CODE

### الكود

#### 11.4—Required strength

##### 11.4.1 General

#### 11.4 - المقاومة المطلوبة

##### 11.4.1 عام

11.4.1.1 Required strength shall be calculated in accordance with the factored load combinations in Chapter 5.

11.4.1.1 تحسب المقاومة المطلوبة وفقاً لتراكيب الحمل المصعد في الفصل 5.

11.4.1.2 Required strength shall be calculated in accordance with the analysis procedures in Chapter 6.

11.4.1.2 تحسب المقاومة المطلوبة وفقاً لإجراءات التحليل الواردة في الفصل 6.

11.4.1.3 Slenderness effects shall be calculated in accordance with 6.6.4, 6.7, or 6.8. Alternatively, out-of-plane slenderness analysis shall be permitted using 11.8 for walls meeting the requirements of that section.

11.4.1.3 تحسب تأثيرات النحافة وفقاً للمواصفات 6.6.4 أو 6.7 أو 6.8. بدلاً من ذلك، يسمح بتحليل النحافة خارج المستوى باستخدام 11.8 للجدران التي تلبي متطلبات هذا القسم.

11.4.1.4 Walls shall be designed for eccentric axial loads and any lateral or other loads to which they are subjected.

11.4.1.4 تصمم الجدران من أجل الأحمال المحورية اللامركزية وأي حمولات جانبية أو غيرها من الأحمال التي المعرضة لها.

##### 11.4.2 Factored axial force and moment

#### 11.4.2 القوة المحورية المصعدة والعزم

11.4.2.1 Walls shall be designed for the maximum factored moment  $M_u$  that can accompany the factored axial force  $P_u$  at given eccentricity shall not exceed  $\phi P_{n,max}$ , where  $P_{n,max}$  shall be as given in 22.4.2.1 and strength reduction factor  $\phi$  shall be that for compression-controlled sections in 21.2.2. The maximum factored moment  $M_u$  shall be magnified for slenderness effects in accordance with 6.6.4, 6.7, or 6.8.

11.4.2.1 يتم تصميم الحوائط من أجل أقصى عزم مصعد  $M_u$  التي يمكن أن ترافق القوة المحورية المصعدة لكل تركيبة حمولة قابلة للتطبيق. يجب ألا تتجاوز القوة المحورية المصعدة  $P_u$  عند اللامركزية المعطى  $\phi P_{n,max}$ ، حيث  $P_{n,max}$ ، يجب أن تكون على النحو المبين في 22.4.2.1 ومعامل تخفيض المقاومة  $\phi$  يجب أن يكون للمقاطع المتحكم للضغط في 21.2.2. أقصى عزم مصعد  $M_u$  سوف يكون مضخم لتأثيرات النحافة وفقاً لـ 6.6.4، 6.7، أو 6.8.

##### 11.4.3 Factored shear

#### 11.4.3 القص المصعد

11.4.3.1 Walls shall be designed for the maximum in-plane  $V_u$  and out-of-plane  $V_u$ .

11.4.3.1 تصمم الجدران من أجل أقصى قوة قص في مستوى  $V_u$  و خارج مستوى  $V_u$

## COMMENTARY

### التعليق

#### R11.4—Required strength

##### R11.4.1 General

#### R11.4 - المقاومة المطلوبة

##### R11.4.1 عام

R11.4.1.3 The forces typically acting on a wall are illustrated in Fig. R11.4.1.3.

R11.4.1.3 يوضح الشكل R11.4.1.3 القوى النموذجية المؤثرة على الجدار.

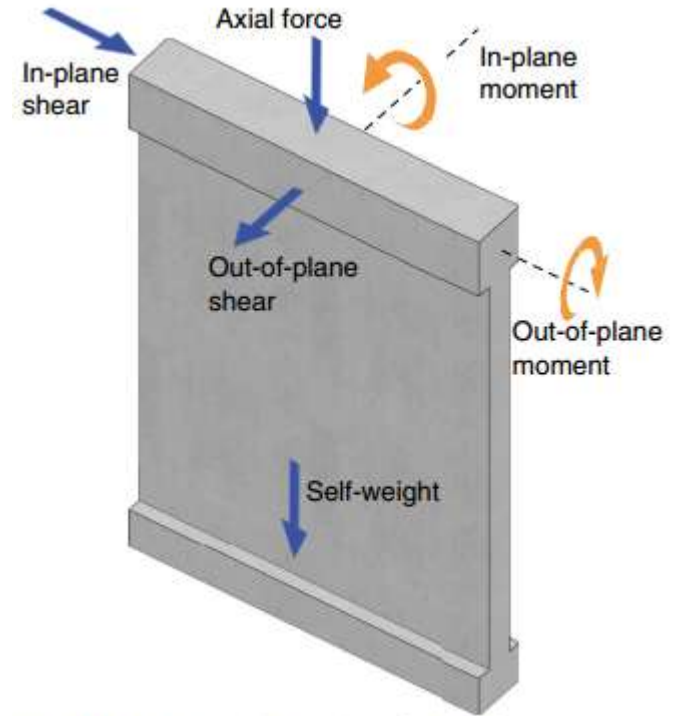


Fig. R11.4.1.3—In-plane and out-of-plane forces.

الشكل 11.4.1.3 - القوة داخل المستوى و خارج المستوى.

## 11.5—Design strength

### 11.5.1 General

### 11.5 - المقاومة التصميمية 11.5.1 عام

11.5.1.1 For each applicable factored load combination, design strength at all sections shall satisfy  $\phi S_n \geq U$ , including (a) through (c). Interaction between axial load and moment shall be considered.

11.5.1.1 بالنسبة لكل تركيبة حمولة مصعدة معمول بها ، يجب أن تستوفي المقاومة التصميمية في جميع المقاطع " $\phi S_n \geq U$ " ، بما في ذلك (أ) إلى (ج) . يجب النظر في التفاعل بين الحمل المحوري والعزم .

- (a)  $\phi P_n \geq P_u$
- (b)  $\phi M_n \geq M_u$
- (c)  $\phi V_n \geq V_u$

11.5.1.2  $\phi$  shall be determined in accordance with 21.2.

11.5.1.2  $\phi$  يجب أن يتم تحديد وفقاً 21.2.

## 11.5.2 Axial load and in-plane or out-of-plane flexure

### 11.5.2 الحمل المحوري داخل وخارج مستوى الانحناء

11.5.2.1 For bearing walls,  $P_n$  and  $M_n$  (in-plane or out-of-plane) shall be calculated in accordance with 22.4. Alternatively, axial load and out-of plane flexure shall be permitted to be considered in accordance with 11.5.3.

11.5.2.1 بالنسبة للجدران الحاملة ، يتم حساب  $P_n$  و  $M_n$  (داخل المستوى أو خارج المستوى) وفقاً لما هو 22.4 ، أو بدلاً من ذلك ، يسمح بالحمل المحوري والانحناء خارج المستوى وفقاً لـ 11.5.3.

11.5.2.2 For nonbearing walls,  $M_n$  shall be calculated in accordance with 22.3.

11.5.2.2 بالنسبة للجدران الغير حاملة ، يتم حساب  $M_n$  وفقاً لـ 22.3.

## R11.5—Design strength

### R11.5 - المقاومة التصميم

## R11.5.2 Axial load and in-plane or out-of-plane flexure

### R11.5.2 الحمل المحوري داخل وخارج مستوى الانحناء

R11.5.2.2 Nonbearing walls, by definition, are not subject to any significant axial force; therefore, flexural strength is not a function of axial force.

R11.5.2.2 لا تخضع الجدران الغير حاملة ، بحكم تعريفها ، لأي قوة محورية كبيرة ؛ لذلك ، مقاومة الانحناء ليست معادلة في القوة المحورية.

### 11.5.3 Axial load and out-of-plane flexure – simplified design method

#### 11.5.3 الحمل المحوري والانحناء خارج المستوى - طريقة التصميم المبسطة

11.5.3.1 If the resultant of all factored loads is located within the middle third of the thickness of a solid wall with a rectangular cross section,  $P_n$  shall be permitted to be calculated by:

11.5.3.1 إذا كان ناتج جميع الأحمال المصعدة داخل الثلث الأوسط من سمك الجدار المصمت مع مقطع عرضي مستطيل، فيسمح لـ  $P_n$  بحسابها بواسطة:

$$P_n = 0.55 f'_c A_g \left[ 1 - \left( \frac{k \ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (11.5.3.1)$$

11.5.3.2 Effective length factor  $k$  for use with Eq. (11.5.3.1) shall be in accordance with Table 11.5.3.2.

11.5.3.2 معامل الطول الفعال  $k$  للاستخدام مع المعادلة (11.5.3.1). يجب أن يكون وفقاً للجدول 11.5.3.2.

Table 11.5.3.2—Effective length factor  $k$  for walls  
جدول 11.5.3.2 - معامل الطول الفعال  $k$  للجدران

Boundary conditions	$k$
Walls braced top and bottom against lateral translation and:	
(a) Restrained against rotation at one or both ends (top, bottom, or both)	0.8
(b) Unrestrained against rotation at both ends	1.0
Walls not braced against lateral translation	2.0

11.5.3.3  $P_n$  from Eq. (11.5.3.1) shall be reduced by  $\phi$  for compression-controlled sections in 21.2.2.

11.5.3.3 من المعادلة (11.5.3.1) يتم تخفيض  $P_n$  بنسبة  $\phi$  للمقاطع المتحكم بالضغط في 21.2.2.

11.5.3.4 Wall reinforcement shall be at least that required by 11.6.

11.5.3.4 يجب أن يكون تسليح الجدار على الأقل المطلوب في 11.6.

### R11.5.3 Axial load and out-of-plane flexure – simplified design method

#### R11.5.3 الحمل المحوري والانحناء خارج المستوى-طريقة التصميم المبسطة

R11.5.3.1 The simplified design method applies only to solid rectangular cross sections; all other shapes should be designed in accordance with 11.5.2. Eccentric axial loads and moments due to out-of-plane forces are used to determine the maximum total eccentricity of the factored axial force  $P_u$ .

R11.5.3.1 لا تطبق طريقة التصميم المبسطة إلا على المقاطع العرضية المستطيلة المصمتة؛ يجب تصميم جميع الأشكال الأخرى وفقاً لـ 11.5.2. يتم استخدام الأحمال المحورية والعزم بسبب القوى خارج المستوى لتحديد أقصى قيمة من اللامركزية الكلية للقوة المحورية المصعدة  $P_u$ .

When the resultant axial force for all applicable load combinations falls within the middle third of the wall thickness (eccentricity not greater than  $h/6$ ) at all sections along the length of the undeformed wall, no tension is induced in the wall and the simplified design method may be used.

. عندما تقع القوة المحورية الناتجة لكل تراكيب الحمل المطبقة في الثلث الأوسط من سمك الجدار (اللامركزية لا يزيد عن  $h/6$ ) في جميع المقاطع على طول الجدار الغير مشوه، لا يحدث أي شد في الجدار وطريقة التصميم المبسطة يمكن استخدامها.

The design is then carried out considering  $P_u$  as a concentric axial force. The factored axial force  $P_u$  should be less than or equal to the design axial strength  $\phi P_n$  calculated using Eq. (11.5.3.1). Equation (11.5.3.1) results in strengths comparable to those determined in accordance with 11.5.2 for members loaded at the middle third of the thickness with different braced and restrained end conditions. Refer to Fig. R11.5.3.1.

. ثم يتم تنفيذ التصميم مع اعتبار  $P_u$  كقوة محورية في المركز. يجب أن تكون القوة المحورية المصعدة  $P_u$  أقل من أو تساوي المقاومة التصميمية المحورية  $\phi P_n$  والتي تم حسابها باستخدام المعادلة (11.5.3.1). المعادلة (11.5.3.1) النتائج في مقاومة مماثلة لتلك التي تحدد وفقاً لـ 11.5.2 للعناصر المحملة في الثلث الأوسط من السمك مع حالات النهايات المقيدة المختلفة. الرجوع إلى الشكل R11.5.3.1.

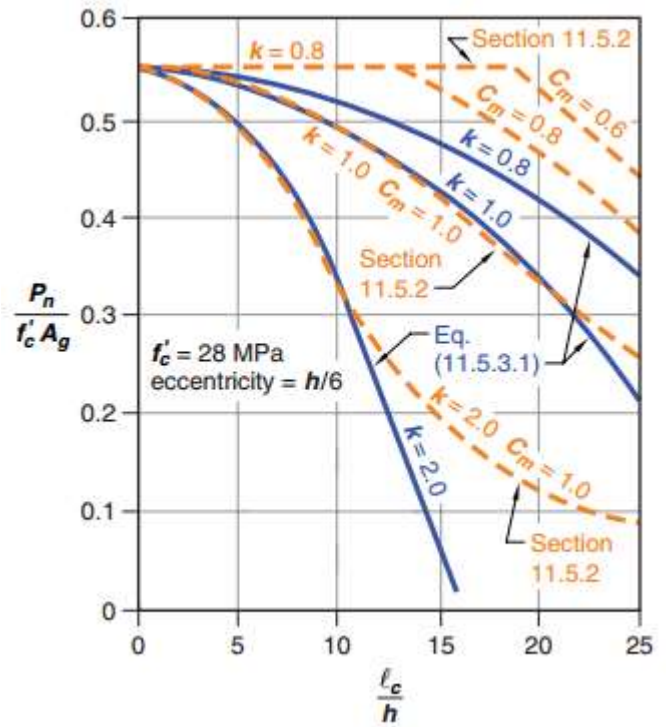


Fig. R11.5.3.1—Simplified design of walls, Eq. (11.5.3.1) versus 11.5.2.

الشكل - R11.5.3.1. تصميم مبسط للجدران ، المعادلة (11.5.3.1) مقابل 11.5.2.

#### 11.5.4 In-plane shear

##### 11.5.4 القص داخل المستوى

11.5.4.1  $V_n$  shall be calculated in accordance with 11.5.4.2 through 11.5.4.8. Alternatively, for walls with  $h_w \leq 2\ell_w$ , it shall be permitted to design for in-plane shear in accordance with the strut-and-tie method of Chapter 23. In all cases, reinforcement shall satisfy the limits of 11.6, 11.7.2, and 11.7.3.

11.5.4.1 يُحسب  $V_n$  وفقاً لـ 11.5.4.2 حتى 11.5.4.8. وبدلاً من ذلك ، بالنسبة للجدران التي تحتوي على  $h_w \leq 2\ell_w$  ، يُسمح بتصميم القص في المستوى وفقاً لطريقة الركيزة - الشداد في الفصل 23. وفي جميع الحالات ، يجب أن يستوفي حدود التسليح 11.6 ، 11.7.2 ، و 11.7.3.

11.5.4.2  $V_n$  at any horizontal section shall not exceed

$$0.66 \sqrt{f'_c} A_{cv}$$

11.5.4.2 يجب ألا تزيد  $V_n$  في أي مقطع أفقي عن  $0.66 \sqrt{f'_c} A_{cv}$

#### R11.5.4 In-plane shear

##### R11.5.4 القص داخل المستوى

R11.5.4.1 Shear in the plane of the wall is primarily of importance for structural walls with a small height-to-length ratio. The design of taller walls, particularly walls with uniformly distributed reinforcement, will likely be controlled by flexural considerations. Possible exceptions may occur in tall structural walls subject to strong earthquake excitation.

R11.5.4.1 إن القص في مستوى الجدار مهم بشكل أساسي للجدران الإنشائية ذات نسبة الارتفاع القليل إلى الطول. من المرجح أن يتم التحكم في تصميم الجدران الأطول ، وخاصة الجدران ذات التسليح الموزع بشكل منتظم ، من خلال اعتبارات الانحناء. قد تحدث استثناءات محتملة في جدران إنشائية طويلة معرضة إلى هزة زلزالية قوية.

R11.5.4.2 This limit is imposed to guard against diagonal compression failure in structural walls. The coefficient used in this equation has been reduced from a value of 0.83 in ACI 318M-14 to a value of 0.66 in ACI 318-19 because the effective shear area has been increased to  $h\ell_w$ , from  $hd$  used in prior editions of the Code.

R11.5.4.2 يفرض هذا الحد للحماية من انهيار الضغط القطري في الجدران الإنشائية. تم تخفيض المعامل المستخدم في هذه المعادلة من قيمة 0.83 في ACI 318M-14 إلى قيمة 0.66 في ACI 318-19 لأنه تم زيادة منطقة القص الفعالة إلى  $h\ell_w$  ، من  $hd$  المستخدمة في الطبقات السابقة من الكود.



## CODE

### الكود

11.5.4.3  $V_n$  shall be calculated by:

11.5.4.3 تحسب  $V_n$  على النحو التالي:

$$V_u = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv} \quad (11.5.4.3)$$

where:

$\alpha_c = 0.25$  for  $h_w/\ell_w \leq 1.5$

$\alpha_c = 0.17$  for  $h_w/\ell_w \geq 2.0$

$\alpha_c$  varies linearly between 0.25 and 0.17 for  $1.5 < h_w/\ell_w < 2.0$

حيث:

$\alpha_c = 0.25$  for  $h_w/\ell_w \leq 1.5$

$\alpha_c = 0.17$  for  $h_w/\ell_w \geq 2.0$

يختلف  $\alpha_c$  خطياً بين 0.25 و 0.17 لـ  $1.5 < h_w/\ell_w < 2.0$

11.5.4.4 For walls subject to a net axial tension,  $\alpha_c$  in Eq. (11.5.4.3) shall be taken as:

11.5.4.4 بالنسبة للجدران المعرضة للشد المحوري الصافي ، تؤخذ  $\alpha_c$  في المعادلة (11.5.4.3) على النحو التالي:

$$\alpha_c = 0.17 \left( 1 + \frac{N_u}{3.45 A_g} \right) \geq 0.0 \quad (11.5.4.4)$$

where  $N_u$  is negative for tension.

حيث تكون  $N_u$  سالبة للشد.

11.5.5 Out-of-plane shear

11.5.5 القص خارج المستوى

11.5.5.1  $V_n$  shall be calculated in accordance with 22.5.

11.5.5.1  $V_n$  تحسب وفقاً لـ 22.5.

## 11.6—Reinforcement limits

11.6 - حدود التسليح

11.6.1 If in-plane  $V_u \leq 0.04 \phi \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$ , minimum  $\rho_l$  and minimum  $\rho_t$  shall be in accordance with Table 11.6.1. These limits need not be satisfied if adequate strength and stability can be demonstrated by structural analysis.

11.6.1 إذا كان القص داخل المستوى  $V_u \leq 0.04 \phi \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$  ، يجب أن يكون الحد الأدنى  $\rho_l$  والحد الأدنى  $\rho_t$  طبقاً للجدول 11.6.1. لا يلزم أن تكون هذه الحدود مستوفيه إذا أمكن إثبات المقاومة والاستقرار الكافيين من خلال التحليل الانشائي.

## COMMENTARY

### التعليق

R11.5.4.3 To improve consistency in the Code, the nominal in-plane shear strength equation in 11.5.4.3 now has the same form as the shear strength equation used in 18.10.4.1 for structural walls resisting seismic loads. Research results reported by Orakcal et al. (2009) indicate that nominal strengths calculated using Eq. (11.5.4.3) are similar to values obtained using equations from prior editions of the Code, and thus, provide a comparable level of safety.

R11.5.4.3 لتحسين المناسب في الكود ، فإن معادلة مقاومة القص الاسمية في المستوى 11.5.4.3 لديها الآن نفس شكل معادلة مقاومة القص المستخدمة في 18.10.4.1 للجدران الانشائية التي تقاوم الأحمال الزلزالية. ذكرت نتائج البحث من قبل Orakcal et al. (2009) تشير إلى أن المقاومة الاسمية محسوبة باستخدام المعادلة (11.5.4.3) تشبه القيم التي تم الحصول عليها باستخدام معادلات من الطبقات السابقة من الكود ، وبالتالي ، توفر مستوى مقارنة للأمان.

R11.5.4.4 For structural walls where a net axial tension force is calculated for the entire wall section, the shear strength contribution attributed to the concrete is reduced and may be negligible. For these members, wall transverse reinforcement must be designed to resist most, if not all, of the factored shear force.

R11.5.4.4 بالنسبة للجدران الإنشائية حيث يتم حساب قوة الشد المحورية الصافية لمقطع الجدار بأكمله ، يتم تقليل مساهمة مقاومة القص المنسوبة إلى الخرسانة وقد تكون ضئيلة. بالنسبة لهؤلاء العناصر ، يجب تصميم التسليح العرضي للجدار لمقاومة معظم ، إن لم يكن كل ، قوة القص المصعدة.

## R11.6—Reinforcement limits

R11.6— حدود التسليح

R11.6.1 Both horizontal and vertical shear reinforcement are required for all walls. The distributed reinforcement is identified as being oriented parallel to either the longitudinal or transverse axis of the wall. Therefore, for vertical wall segments, the notation used to describe the horizontal distributed reinforcement ratio is  $\rho_t$ , and the notation used to describe the vertical distributed reinforcement ratio is  $\rho_l$ .

Transverse reinforcement is not required in precast, prestressed walls equal to or less than 3.7 m width because this width is less than that in which shrinkage and temperature stresses can build up to a magnitude requiring transverse reinforcement. In addition, much of the shrinkage occurs before the members are connected into the structure. Once in the final structure, the members are usually not as rigidly connected transversely as monolithic concrete; thus, the transverse restraint stresses due to both shrinkage and temperature change are significantly reduced.

**11.6.1R11.6.1** مطلوب تسليح القص الأفقي والرأسي لجميع الجدران. يتم تعريف التسليح الموزع على أنه موجه بشكل مواز إما للمحور الطولي أو العرضي للجدار. لذلك ، بالنسبة إلى مقاطع الجدران الرأسية ، فإن الرمز المستخدم لوصف نسبة التسليح الموزعة الأفقية هو  $p_t$  ، والرمز المستخدم لوصف نسبة التسليح الموزع الرأسي هو  $p_\ell$ . لا يشترط التسليح العرضي في الجدران مسبقة الإجهاد ومسبقة الصب التي لا يقل عرضها عن 3.7 m لأن هذا العرض أقل من ذلك الذي يمكن أن تتراكم فيه ضغوط الانكماش ودرجة الحرارة حتى تصل إلى قوة تتطلب تسليح عرضي. بالإضافة إلى ذلك ، يحدث الكثير من الانكماش قبل اتصال العناصر بالمنشأ. وبمجرد الوصول إلى المنشأ النهائي ، لا تكون العناصر عادة متصلة بشكل جاسي على شكل خرسانة متجانسة. وبالتالي ، يتم تقليل إجهادات التقييد العرضي بسبب كل من انكماش وتغير درجة الحرارة بشكل كبير

The minimum area of wall reinforcement for precast walls has been used for many years and is recommended by the Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI MNL-120) and the Canadian Concrete Design Standard (2009).

تم استخدام الحد الأدنى من مساحة تسليح الجدران مسبقة الصب لسنوات عديدة ويوصى به من قبل معهد الخرسانة مسبقة الصب / مسبقة الإجهاد (PCI MNL-120) والمعايير الكندية لتصميم الخرسانة (2009).

Reduced minimum reinforcement and greater spacings in 11.7.2.2 are allowed recognizing that precast wall panels have very little restraint at their edges during early stages of curing and develop less shrinkage stress than comparable cast-in-place walls.

يسمح الحد الأدنى من التسليح وزيادة المسافة في 11.7.2.2 بالتعرف على أن بلاطة الجدران مسبقة الصب تحتوي على قدر قليل من التقييد عند اطرافها خلال المراحل المبكرة من المعالجة وتقلل من إجهاد الانكماش مقارنة بجدران المصبوبة في الموقع.

**Table 11.6.1—Minimum reinforcement for walls with in-plane  $V_u \leq 0.04\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c} A_{cv}$**

Wall type	Type of nonprestressed reinforcement	Bar/wire size	$f_y$ , MPa	Minimum longitudinal <sup>[1]</sup> , $p_\ell$	Minimum transverse, $p_t$
Cast-in-place	Deformed bars	$\leq$ No. 16	$\geq 420$	0.0012	0.0020
			$< 420$	0.0015	0.0025
		$>$ No. 16	Any	0.0015	0.0025
	Welded-wire reinforcement	$\leq$ MW200 or MD200	Any	0.0012	0.0020
Precast <sup>[2]</sup>	Deformed bars or welded-wire reinforcement	Any	Any	0.0010	0.0010

[1] Prestressed walls with an average effective compressive stress of at least 1.6 MPa need not meet the requirement for minimum longitudinal reinforcement  $p_\ell$ .

[2] In one-way precast, prestressed walls not wider than 3.6 m and not mechanically connected to cause restraint in the transverse direction, the minimum reinforcement requirement in the direction normal to the flexural reinforcement need not be satisfied.

[1] لا تحتاج الجدران مسبقة الإجهاد مع متوسط أجهاد ضغط فعال لا يقل 1.6 MPa إلى متطلبات الحد الأدنى من التسليح الطولي  $p_\ell$ . [2] في الجدران مسبقة الصب ومسبقة الإجهاد في اتجاه واحد لا تتعدى 3.6 m وغير متصلة ميكانيكياً لتسبب التقييد في الاتجاه العرضي ، لا يلزم تلبية الحد الأدنى من متطلبات التسليح في الاتجاه الطبيعي لتسليح الانحناء.

11.6.2 If in-plane  $V_u > 0.04\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$  (a) and (b) shall be satisfied:  
(a)  $\rho_l$  shall be at least the greater of the value calculated by Eq. (11.6.2) and 0.0025, but need not exceed  $\rho_t$  in accordance with by 11.5.4.3.

$$\rho_l \geq 0.0025 + 0.5(2.5 - h_u/\ell_u)(\rho_t - 0.0025) \quad (11.6.2)$$

(b)  $\rho_t$  shall be at least 0.0025

11.6.2 في حالة استيفاء  $V_u > 0.04\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$  في المستوى ، (a) و (b) يجب أن تكون على الأقل أقصى قيمة محسوبة بواسطة المعادلة (11.6.2) و 0.0025 ، ولكن لا يجب أن تتجاوز  $\rho_t$  طبقاً 11.5.4.3 .  
(a)  $\rho_l$  يجب أن تكون على الأقل أقصى قيمة محسوبة بواسطة المعادلة (11.6.2) و 0.0025 ، ولكن لا يجب أن تتجاوز  $\rho_t$  طبقاً 11.5.4.3 .  
(b)  $\rho_t$  لا يقل عن 0.0025

## 11.7—Reinforcement detailing

### 11.7.1 General

#### 11.7 - تفاصيل التسليح 11.7.1 عام

11.7.1.1 Concrete cover for reinforcement shall be in accordance with 20.5.1.

11.7.1.1 يجب أن يكون الغطاء الخرساني للتسليح طبقاً لـ 20.5.1.

11.7.1.2 Development lengths of deformed and prestressed reinforcement shall be in accordance with 25.4.

11.7.1.2 يجب أن تكون أطوال التثبيت للتسليح المحلزن ومسبق الإجهاد وفقاً لـ 25.4.

11.7.1.3 Splice lengths of deformed reinforcement shall be in accordance with 25.5.

11.7.1.3 يجب أن تكون أطوال التوصيل لتسليح المحلزن وفقاً لـ 25.5.

R11.6.2 For monotonically loaded walls with low height-to-length ratios, test data (Barda et al. 1977) indicate that horizontal shear reinforcement becomes less effective for shear resistance than vertical reinforcement. This change in effectiveness of the horizontal versus vertical reinforcement is recognized in Eq. (11.6.2); if  $h_w/\ell_w$  is less than 0.5, the amount of vertical reinforcement is equal to the amount of horizontal reinforcement. If  $h_w/\ell_w$  is greater than 2.5, only a minimum amount of vertical reinforcement is required (0.0025sh).

R11.6.2 بالنسبة للجدران متماثلة التحميل ذات نسبة الارتفاع القليل الى الطول، تشير بيانات الاختبار (Barda et al. 1977) إلى أن تسليح القص الأفقي تصبح أقل فعالية لمقاومة القص مقارنة بالتسليح الرأسى. يتم التعرف على هذا التغيير في فعالية التسليح الأفقي مقابل الرأسى في المعادلة (11.6.2)؛ إذا كان  $h_w/\ell_w$  أقل من 0.5 ، فإن مقدار التسليح الرأسى يساوي مقدار التسليح الأفقي. إذا كان  $h_w/\ell_w$  أكبر من 2.5 ، فلا يلزم سوى الحد الأدنى من التسليح الرأسى (0.0025 sh).

## 11.7.2 Spacing of longitudinal reinforcement

### 11.7.2 التباعد بين التسليح الطولي

11.7.2.1 Spacing  $s$  of longitudinal bars in cast in-place walls shall not exceed the lesser of  $3h$  and  $450 \text{ mm}$ . If shear reinforcement is required for in-plane strength, spacing of longitudinal reinforcement shall not exceed  $\ell w/3$ .

11.7.2.1 يجب ألا تتجاوز المسافات بين الاسياخ الطولية في الجدران المصبوبة في الموقع أقل من  $3h$  و  $450 \text{ mm}$ . إذا كانت هناك حاجة إلى تسليح قص للمقاومة الداخلية، يجب ألا يتجاوز التباعد للتسليح الطولي مسافة  $\ell w / 3$ .

11.7.2.2 Spacing  $s$  of longitudinal bars in precast walls shall not exceed the lesser of (a) and (b):  
(a)  $5h$  (b)  $450 \text{ mm}$ . for exterior walls or  $750 \text{ mm}$ . for interior walls If shear reinforcement is required for in-plane strength,  $s$  shall not exceed the smallest of  $3h$ ,  $450 \text{ mm}$ ., and  $\ell w/3$ .

11.7.2.2 يجب ألا تتجاوز المسافات بين الاسياخ الطولية في الجدران مسبقة الصب أقل من (أ) و (ب):  
(أ)  $5h$  (ب)  $450 \text{ mm}$  بالنسبة للجدران الخارجية أو  $750 \text{ mm}$  للجدران الداخلية إذا كان تسليح القص مطلوباً للمقاومة الداخلية ، يجب ألا يتجاوز  $s$  أصغر من  $3h$  و  $450 \text{ mm}$  و  $\ell w / 3$

11.7.2.3 For walls with thickness greater than  $250 \text{ mm}$ , except single story basement walls and cantilever retaining walls, distributed reinforcement in each direction shall be placed in at least two layers, one near each face.

11.7.2.3 بالنسبة للجدران التي يزيد سمكها عن  $250 \text{ mm}$  ، باستثناء جدران الطابق السفلي المفردة والجدران الساندة الكابولية، يتم وضع التسليح الموزع في كل اتجاه على طبقتين على الأقل ، واحدة بالقرب من كل وجه.

11.7.2.4 Flexural tension reinforcement shall be well distributed and placed as close as practicable to the tension face.

11.7.2.4 يجب أن يتم تسليح أنحناء الشد بشكل جيد ووضعه في مكان أقرب ما يمكن من وجه الشد.

### 11.7.3 Spacing of transverse reinforcement

#### 11.7.3 التباعد بين التسليح العرضي

11.7.3.1 Spacing  $s$  of transverse reinforcement in cast-inplace walls shall not exceed the lesser of  $3h$  and  $450$  mm. If shear reinforcement is required for in plane strength,  $s$  shall not exceed  $\ell w/5$ .

11.7.3.1 يجب ألا يتجاوز التباعد بين التسليح العرضي في الجدران المصبوبة في الموقع أقل من  $3h$  و  $450$  mm. إذا كان تسليح القص مطلوباً للمقاومة الداخلية، يجب ألا يتجاوز  $s$  عن  $\ell w/5$ .

11.7.3.2 Spacing  $s$  of transverse bars in precast walls shall not exceed the lesser of (a) and (b):

(a)  $5h$  (b)  $450$  mm. for exterior walls or  $750$  mm. for interior walls

If shear reinforcement is required for in-plane strength,  $s$  shall not exceed the least of  $3h$ ,  $450$  mm., and  $\ell w/5$

11.7.3.2 يجب ألا تتجاوز المسافات بين الاسياخ العرضية في الجدران مسبقة الصب أقل من (أ) و (ب):  
 $5h$  (أ)

(ب)  $450$  mm ( بالنسبة للجدران الخارجية أو  $750$  mm للجدران الداخلية  
إذا كان تسليح القص مطلوباً للمقاومة الداخلية ، يجب ألا يتجاوز  $s$  أقل من  $3h$  و  $450$  mm ( و  $\ell w / 5$  )

### 11.7.4 Lateral support of longitudinal reinforcement

#### 11.7.4 التدعيم الجانبي للتسليح الطولي

11.7.4.1 If longitudinal reinforcement is required for axial strength or if  $A_{st}$  exceeds  $0.01A_g$ , longitudinal reinforcement shall be laterally supported by transverse ties.

11.7.4.1 إذا كان التسليح الطولي مطلوباً للمقاومة المحورية أو إذا كان  $A_{st}$  يتجاوز  $0.01 A_g$ ، فيجب تدعيم التسليح الطولي بشكلٍ جانبي من خلال كانات عرضية.

### 11.7.5 Reinforcement around openings

#### 11.7.5 التسليح حول الفتحات

11.7.5.1 In addition to the minimum reinforcement required by 11.6, at least two No. 16 bars in walls having two layers of reinforcement in both directions and one No. 16 bar in walls having a single layer of reinforcement in both directions shall be provided around window, door, and similarly sized openings. Such bars shall be anchored to develop  $f_y$  in tension at the corners of the openings.

11.7.5.1 بالإضافة إلى الحد الأدنى لتسليح المطلوب بـ 11.6 ، يجب توفير سيخين على الأقل رقم 16 في الجدران ذات طبقتين من التسليح في كلا الاتجاهين وسيخ واحد رقم 16 في الجدران ذات طبقة واحدة من التسليح في كلا الاتجاهين حول النافذة ، الباب ، والفتحات ذات الحجم المماثل .يجب تثبيت هذه الاسياخ لتطویر  $f_y$  في الشد في زوايا الفتحات.

## 11.8—Alternative method for out-of-plane slender wall analysis

### 11.8.1 General

#### 11.8 - طريقة بديلة لتحليل الجدار النحيف خارجيا 11.8.1 علم

11.8.1.1 It shall be permitted to analyze out-of-plane slenderness effects in accordance with this section for walls satisfying (a) through (e):

(a) Cross section is constant over the height of the wall (b) Wall is tension-controlled for out-of-plane moment effect (c)  $\phi M_n$  is at least  $M_{cr}$ , where  $M_{cr}$  is calculated using  $f_r$  as provided in 19.2.3 (d)  $P_u$  at the midheight section does not exceed  $0.06fc' A_g$  (e) Calculated out-of-plane deflection due to service loads,  $\Delta_s$ , including  $P\Delta$  effects, does not exceed  $\ell_c/150$

11.8.1.1 يسمح بتحليل تأثيرات النحافة الخارجية وفقا لهذا المقطع للجدران التي تلي (أ) خلال (هـ):  
(أ) المقطع العرضي يكون ثابت فوق ارتفاع الجدار (ب) الجدار المتحكم في الشد لتأثير العزم الخارجي (ج)  $\phi M_n$  هو على الأقل  $M_{cr}$  ، حيث يتم حساب  $M_{cr}$  باستخدام  $f_r$  كما هو منصوص عليه في 19.2.3. (د) لا يتجاوز  $P_u$  في مقطع منتصف الارتفاع  $0.06fc' A_g$  (هـ) لا يتجاوز التشوه المحسوب خارج المستوى بسبب أحمال الخدمة ،  $\Delta_s$  ، بما في ذلك تأثيرات  $P\Delta$  ،  $\ell_c / 150$  ،

### 11.8.2 Modeling

#### 11.8.2 النمذجة

11.8.2.1 The wall shall be analyzed as a simply supported, axially loaded member subject to an out-of-plane uniformly distributed lateral load, with maximum moments and deflections occurring at midheight.

11.8.2.1 يجب تحليل الجدار على أنه عنصر بسيط الارتكاز معرض لحمل محوري وحمل جانبي موزع بانتظام خارجيا، مع أقصى عزوم وتشوهات التي تحدث في منتصف الارتفاع.

11.8.2.2 Concentrated gravity loads applied to the wall above any section shall be assumed to be distributed over a width equal to the bearing width, plus a width on each side that increases at a slope of 2 vertical to 1 horizontal, but not extending beyond (a) or (b):

- (a) The spacing of the concentrated loads
- (b) The edges of the wall panel

11.8.2.2 يفترض أن الأحمال المركزة الرأسية المطبقة على الجدار فوق أي مقطع يتم توزيعها على عرض يساوي عرض التحميل ، بالإضافة إلى عرض على كل جانب يزيد عند ميل 2 عمودي إلى 1 أفقي ، ولكن لا يمتد إلى ما بعد (أ) أو (ب):  
(أ) التباعد بين الأحمال المركزة  
(ب) أطراف بلاطة الجدار

## R11.8—Alternative method for out-of-plane slender wall analysis

### R11.8.1 General

#### R11.8 - طريقة بديلة لتحليل الجدار النحيف خارجيا R11.8.1 علم

R11.8.1.1 This procedure is presented as an alternative to the requirements of 11.5.2.1 for the out-of-plane design of slender wall panels, where the panels are restrained against rotation at the top. Panels that have windows or other large openings are not considered to have constant cross section over the height of the panel. Such walls are to be designed taking into account the effects of openings. Many aspects of the design of tilt-up walls and buildings are discussed in ACI 551.2R and Carter et al. (1993).

R11.8.1.1 يُعرض هذا الإجراء كبديل لمتطلبات 11.5.2.1 بالنسبة إلى تصميم بلاطات الجدار خارجيا ، حيث يتم تقييد البلاطات مقابل الدوران في الأعلى. لا تعتبر البلاطات ذات النوافذ أو الفتحات الكبيرة الأخرى ذات مقطع عرضي ثابت فوق ارتفاع البلاطة. يتم تصميم هذه الجدران مع مراعاة تأثيرات الفتحات. تمت مناقشة العديد من جوانب تصميم الجدران والمباني القابلة المائلة في ACI 551.2R و Carter et al. (1993).



### 11.8.3 Factored moment

#### 11.8.3 العزم المصعد

11.8.3.1 Mu at midheight of wall due to combined flexure and axial loads shall include the effects of wall deflection in accordance with (a) or (b):

(a) By iterative calculation using

11.8.3.1 يجب أن يحتوي Mu عند منتصف ارتفاع الجدار بسبب الانحناء المركب والأحمال المحورية على تأثيرات تشوه الجدران وفقاً لـ (أ) أو (ب):  
(أ) بالحساب التكراري باستخدام

$$M_u = M_{uw} + P_u \Delta_u \quad (11.8.3.1a)$$

where Mua is the maximum factored moment at midheight of wall due to lateral and eccentric vertical loads, not including PΔ effects. Δu shall be calculated by:

حيث Mua هو أقصى عزم مصعد في منتصف ارتفاع الجدار بسبب الأحمال الجانبية والرأسية الغير مركزية، ولا يشمل ذلك تأثيرات PΔ. يجب أن تحسب Δu بواسطة:

$$\Delta_u = \frac{5M_u \ell_c^2}{(0.75)48E_c I_{cr}} \quad (11.8.3.1b)$$

where Icr shall be calculated by:

حيث يتم حساب Icr بواسطة:

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_c} \left( A_s + \frac{P_u}{f_y} \frac{h}{2d} \right) (d - c)^2 + \frac{\ell_w c^3}{3} \quad (11.8.3.1c)$$

and the value of Es/Ec shall be at least 6.

(b) By direct calculation using:

وتكون قيمة Es / Ec على الأقل 6.  
(ب) بالحساب المباشر باستخدام:

$$M_u = \frac{M_{uw}}{\left( 1 - \frac{5P_u \ell_c^2}{(0.75)48E_c I_{cr}} \right)} \quad (11.8.3.1d)$$

### R11.8.3 Factored moment

#### R11.8.3 العزم المصعد

R11.8.3.1 The neutral axis depth c in Eq. (11.8.3.1c) corresponds to the following effective area of longitudinal reinforcement.

R11.8.3.1 عمق المحور المحايد c في المعادلة (11.8.3.1c). يتوافق مع المنطقة الفعالة التابعة لـ التسليح الطولي.

$$A_{se,w} = A_s + \frac{P_u}{f_y} \left( \frac{h/2}{d} \right)$$

#### 11.8.4 Out-of-plane deflection – service loads

##### 11.8.4 تشوهات خارج المستوى - أحمال الخدمة

11.8.4.1 Out-of-plane deflection due to service loads,  $\Delta_s$ , shall be calculated in accordance with Table 11.8.4.1, where  $M_a$  is calculated by 11.8.4.2.

11.8.4.1 تحسب تشوهات خارج المستوى بسبب أحمال الخدمة ،  $\Delta_s$  ، طبقاً للجدول 11.8.4.1 ، حيث يتم حساب  $M_a$  وفقاً لـ 11.8.4.2 .

Table 11.8.4.1—Calculation of  $\Delta_s$

الجدول 11.8.4.1 – حساب  $\Delta_s$

$M_a$	$\Delta_s$	
$\leq (2/3)M_{cr}$	$\Delta_s = \left( \frac{M_a}{M_{cr}} \right) \Delta_{cr}$	(a)
$> (2/3)M_{cr}$	$\Delta_s = (2/3)\Delta_{cr} + \frac{(M_a - (2/3)M_{cr})}{(M_n - (2/3)M_{cr})} (\Delta_n - (2/3)\Delta_{cr})$	(b)

11.8.4.2 The maximum moment  $M_a$  at midheight of wall due to service lateral and eccentric vertical loads, including  $P_s\Delta_s$  effects, shall be calculated by Eq. (11.8.4.2) with iteration of deflections.

11.8.4.2 يتم حساب أقصى عزم  $M_a$  عند منتصف ارتفاع الجدار بسبب الأحمال الخدمية الجانبية والراسية الغير مركزية ، بما في ذلك تأثيرات  $P_s\Delta_s$  ، بواسطة المعادلة (11.8.4.2) مع تكرار التشوهات.

$$M_a = M_{sa} + P_s \Delta_s \quad (11.8.4.2)$$

1.8.4.3  $\Delta_{cr}$  and  $\Delta_n$  shall be calculated by (a) and (b):

1.8.4.3 يتم حساب  $\Delta_{cr}$  و  $\Delta_n$  بواسطة (أ) و (ب):

$$(a) \Delta_{cr} = \frac{5M_{cr}\ell_c^2}{48E_c I_g} \quad (11.8.4.3a)$$

$$(b) \Delta_n = \frac{5M_n\ell_c^2}{48E_c I_g} \quad (11.8.4.3b)$$

#### R11.8.4 Out-of-plane deflection – service loads

##### R11.8.4 تشوهات خارج المستوى - أحمال الخدمة

R11.8.4.1 Test data (Athey 1982) demonstrate that out-of-plane deflections increase rapidly when the service-level moment exceeds  $2/3M_{cr}$ . A linear interpolation between  $\Delta_{cr}$  and  $\Delta_n$  is used to determine  $\Delta_s$  to simplify the design of slender walls if  $M_a > 2/3M_{cr}$ . Service-level load combinations are not defined in Chapter 5 of this Code, but they are discussed in Appendix C of ASCE/SEI 7.

Appendixes to ASCE/SEI 7 are not considered mandatory parts of that standard. For calculating servicelevel lateral deflections of structures, Appendix C of ASCE/ SEI 7 recommends using the following load combination:

$$D + 0.5L + W_u$$

in which  $W_u$  is wind load based on serviceability wind speeds provided in the commentary to Appendix C of ASCE/SEI 7. If the slender wall is designed to resist earthquake effects  $E$ , and  $E$  is based on strength-level earthquake effects, the following load combination is considered to be appropriate for evaluating the service-level lateral deflections

$$D + 0.5L + 0.7E$$

R11.8.4.1 تُظهر بيانات الاختبار (Athey 1982) أن التشوهات خارج المستوى تزيد بسرعة عندما تتجاوز عزم مستوى الخدمة  $2/3 M_{cr}$ . يستخدم تكامل خطي بين  $\Delta_{cr}$  و  $\Delta_n$  لتحديد  $\Delta_s$  لتبسيط تصميم الجدران النحيفة إذا كانت  $M_a > 2/3 M_{cr}$ . لا يتم تعريف تراكيب الحمل على مستوى الخدمة في الفصل 5 من هذا الكود ، ولكن تتم مناقشتها في الملحق C من ASCE / SEI 7. لا تعتبر ملحقات ASCE / SEI 7 أجزاء إلزامية من هذا المعيار. من أجل حساب التشوهات الجانبية في مستوى الخدمة للمنشآت ، يوصي الملحق C من ASCE / SEI 7 باستخدام تركيبة الحمل التالية:

$$D + 0.5L + W_u$$

حيث يكون حمولة الرياح عبارة عن حمولة خدمية تعتمد على سرعات الرياح المنصوص عليها في التعليق على الملحق C من ASCE / SEI 7. إذا كان الجدار النحيف مصممة لمقاومة تأثيرات الزلزال  $E$  ، ويعتمد  $E$  على تأثيرات الزلزال في مستوى المقاومة ، تعتبر تركيبة الحمل مناسبة لتقييم تشوهات الجانبية على مستوى الخدمة

$$D + 0.5L + 0.7E$$

## CHAPTER 12—DIAPHRAGMS

## 12.1—Scope

## الفصل 12 – الأغشية الانشائية

## 12.1 المجال

12.1.1 This chapter shall apply to the design of nonprestressed and prestressed diaphragms, including (a) through (d):

- (a) Diaphragms that are cast-in-place slabs
- (b) Diaphragms that comprise a cast-in-place topping slab on precast elements
- (c) Diaphragms that comprise precast elements with end strips formed by either a cast-in-place concrete topping slab or edge beams
- (d) Diaphragms of interconnected precast elements without cast-in-place concrete topping

## 12.1.1 ينطبق هذا الفصل على تصميم الأغشية الانشائية الغير مسبقة

الاجهاد ومسبقة الإجهاد ، بما في ذلك (أ) خلال (د):

- (أ) الأغشية الانشائية للبلاطات التي تصب في الموقع
- (ب) الأغشية الانشائية تشمل بلاطة علوية مصبوبة في الموقع على عناصر مسبقة الصب
- (ج) الأغشية الانشائية تشمل على عناصر مسبقة الصب مع شرائح نهائية تكونت إما من بلاطة علوية خرسائية مصبوبة في الموقع او طرف الكمرات
- (د) الأغشية الانشائية من العناصر مسبقة الصب مترابطة دون صب الخرسانة في الموقع

12.1.2 Diaphragms in structures assigned to Seismic Design Category D, E, or F shall also satisfy requirements of 18.12.

12.1.2 يجب أن تفي الأغشية الانشائية في المنشآت المخصصة لفئة التصميم الزلزالي D أو E أو F متطلبات 18.12.

## R12—DIAPHRAGMS

## R12.1—Scope

## R12- الأغشية الانشائية

## R12.1 المجال

R12.1.1 Diaphragms typically are horizontal or nearly horizontal planar elements that serve to transfer lateral forces to vertical elements of the lateral-force-resisting system (Fig. R12.1.1). Diaphragms also tie the building elements together into a complete three-dimensional system and provide lateral support to those elements by connecting them to the lateral force-resisting system. Typically, diaphragms also serve as floor and roof slabs, or as parking structure ramps and, therefore, support gravity loads.

A diaphragm may include chords and collectors. When subjected to lateral loads, such as the in-plane inertial loads acting on the roof diaphragm of Fig. R12.1.1, a diaphragm acts essentially as a beam spanning horizontally between vertical elements of the lateral-force resisting system. The diaphragm thus develops in-plane bending moments, shears, and possibly other actions.

R12.1.1 عادة ما تكون الأغشية عبارة عن عناصر مستوية أفقية أو شبه أفقية تعمل على نقل القوى الجانبية إلى العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية (الشكل R12.1.1). تقوم الأغشية أيضاً بربط عناصر المبنى معاً في نظام ثلاثي الأبعاد متكامل وتوفير دعم جانبي لتلك العناصر من خلال ربطها بنظام مقاومة القوة الجانبية. عادة ، تعمل الأغشية أيضاً كبلاطة أرضية وسقف ، أو كمنشآت وقوف وبالتالي تدعم أحمال الرأسية.

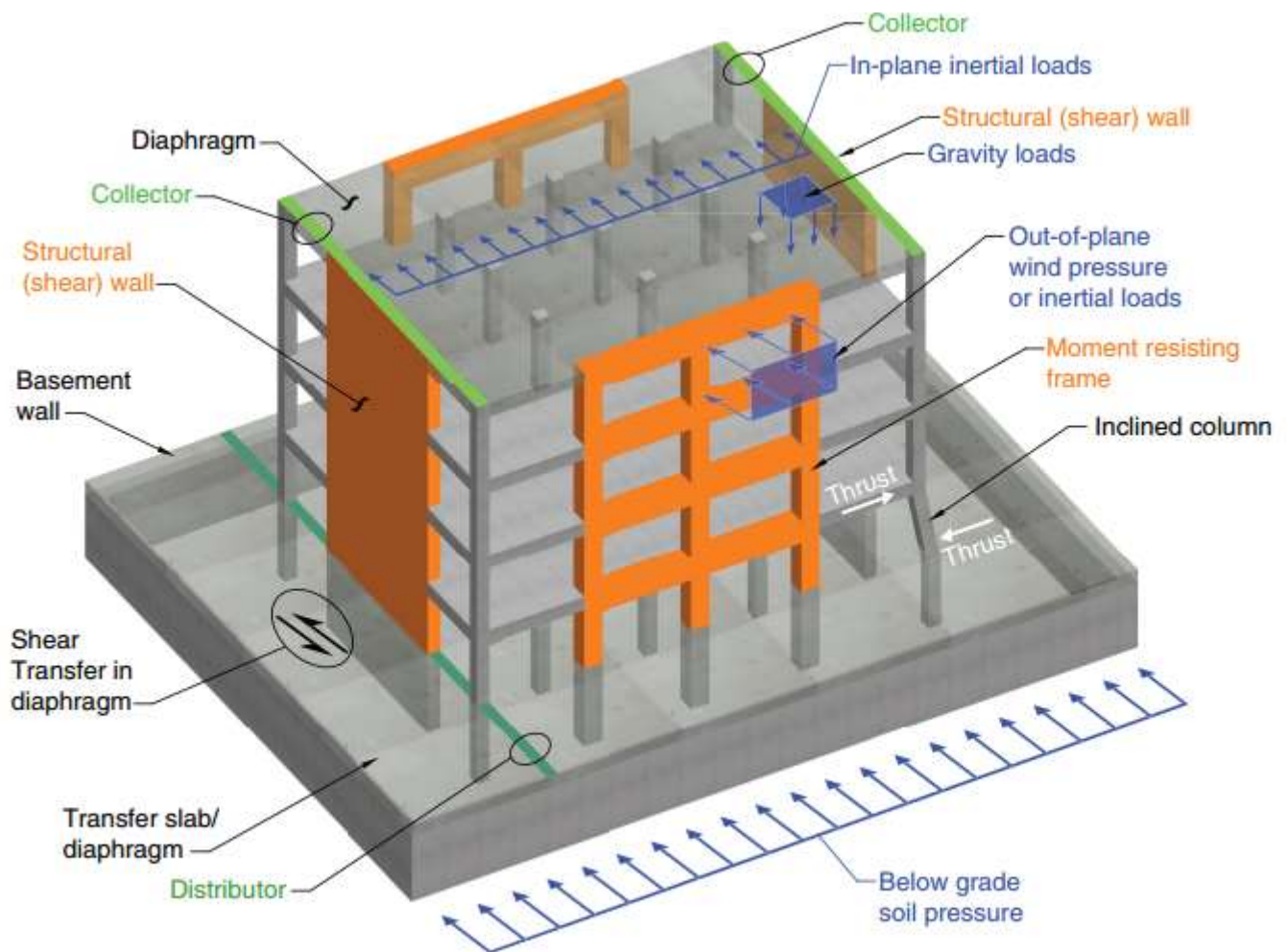
. قد يتضمن الأغشية الانشائية أعصاب ومجمعات. عندما يتعرض لأحمال جانبية ، مثل الأحمال بالقصور الذاتي في المستوى التي تعمل على الأغشية الانشائية للسقف في الشكل R12.1.1 ، يعمل الأغشية الانشائية جوهرياً ككمره تمتد أفقياً بين العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية. وبالتالي فإن الأغشية الانشائية تطور عزم الانحناء في المستوى، القص ، وربما التأثيرات الأخرى.

Where vertical elements of the lateral-force-resisting system do not extend along the full depth of the diaphragm, collectors may be required to collect the diaphragm shear and transfer it to the vertical elements.

. في الحالات التي لا تمتد فيها العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية على طول العمق الكامل للأغشية الانشائية ، قد يُطلب من المجمعات للأغشية الانشائية جمع القص للغشاء ونقله إلى العناصر الرأسية.

The term “distributor” is sometimes used to describe a collector that transfers force from a vertical element of the lateral-force resisting system into the diaphragm. This chapter describes minimum requirements for diaphragm and collector design and detailing, including configuration, analysis models, materials, and strength. This chapter covers only the types of diaphragms listed in this provision. Other diaphragm types, such as horizontal trusses, are used successfully in buildings, but this chapter does not include prescriptive provisions for those other types.

. يستخدم مصطلح "الموزع" أحياناً لوصف المجمع الذي يقوم بتحويل القوة من عنصر رأسي من نظام مقاومة القوة الجانبية إلى الأغشية الانشائية. يصف هذا الفصل الحد الأدنى من المتطلبات لتصميم وتفصيل الأغشية و المجمع ، بما في ذلك التكوين ونماذج التحليل والمواد والمقاومة. يغطي هذا الفصل فقط أنواع الأغشية المدرجة في هذا الحكم. وتستخدم أنواع أخرى من الأغشية الانشائية ، مثل الجملونات الأفقية ، بنجاح في المباني ، ولكن هذا الفصل لا يتضمن أحكاماً إلزامية لتلك الأنواع الأخرى.



**Fig. R12.1.1—Typical diaphragm actions.**

## 12.2—General

### 12.2 العام

- 12.2.1 Design shall consider (a) through (e):  
(a) Diaphragm in-plane forces due to lateral loads acting on the building  
(b) Diaphragm transfer forces  
(c) Connection forces between the diaphragm and vertical framing or nonstructural elements (d) Forces resulting from bracing vertical or sloped building elements  
(e) Diaphragm out-of-plane forces due to gravity and other loads applied to the diaphragm surface

- 12.2.1 يجب أن يأخذ التصميم بعين الاعتبار (أ) وحتى (هـ):  
(أ) القوى الداخلية للغشاء بسبب الأحمال الجانبية التي تؤثر في المبنى  
(ب) الاغشية الانشائية الناقلة للقوى  
(ج) قوى الاتصال بين الاغشية الانشائية والاطار الراسي أو العناصر الغير انشائية  
(د) القوى الناتجة عن تدعيم عناصر المباني الرأسية أو المائلة  
(هـ) القوى الخارجية للاغشية بسبب الاحمال الرأسية والأحمال الأخرى المطبقة على سطح الغشاء الانشائي

## R12.2—General

### R12.2 العام

R12.2.1 As partially illustrated in Fig. R12.1.1, diaphragms resist forces from several types of actions (Moehle et al. 2010):  
(a) Diaphragm in-plane forces—Lateral forces from load combinations including wind, earthquake, and horizontal fluid or soil pressure generate in-plane shear, axial, and bending actions in diaphragms as they span between, and transfer forces to, vertical elements of the lateral-force-resisting system. For wind loading, lateral force is generated by wind pressure acting on building cladding that is transferred by diaphragms to the vertical elements. For earthquake loading, inertial forces are generated within the diaphragm and tributary portions of walls, columns, and other elements, and then transferred by diaphragms to the vertical elements. For buildings with subterranean levels, lateral forces are generated by soil pressure bearing against the basement walls; in a typical system, the basement walls span vertically between floors also serving as diaphragms, which in turn distribute the lateral soil forces to other force-resisting elements.

R12.2.1 كما هو موضح جزئياً في الشكل 12.1.1 ، تقاوم الاغشية قوى من عدة أنواع من الأفعال (Moehle et al. 2010):  
(أ) قوى الغشاء داخل المستوى - تقوم القوى الجانبية من تراكيب الاحمال بما في ذلك الرياح والزلازل والسوائل الأفقية أو ضغط التربة بإنشاء تأثيرات القص المحوري والانحناء داخل المستوى أثناء تواجدها في البحر ونقلها إلى العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية. بالنسبة إلى حمولة الرياح، يتم توليد القوة الجانبية بواسطة ضغط الرياح الذي يعمل على تغطية المباني التي يتم نقلها عن طريق الغشاء إلى العناصر الرأسية. بالنسبة لحمولة الزلازل ، يتم توليد قوى القصور الذاتي داخل أجزاء الاغشية الانشائية و الاعصاب للجدران والأعمدة وعناصر أخرى ، ثم يتم نقلها بواسطة أغشية إلى العناصر الرأسية. بالنسبة للمباني ذات المستويات المنخفضة تحت سطح الأرض، يتم توليد قوى جانبية بواسطة حمل ضغط التربة ضد جدران الطابق السفلي ؛ في نظام نموذجي ، تمتد بحور جدران الطابق السفلي عمودياً بين الطوابق أيضاً بمثابة غشاء ، والتي بدورها توزع قوى التربة الجانبية إلى العناصر الأخرى لنظام مقاومة القوى.

(b) Diaphragm transfer forces—Vertical elements of the lateral force-resisting system may have different properties over their height, or their planes of resistance may change from one story to another, creating force transfers between vertical elements. A common location where planes of resistance change is at grade level of a building with an enlarged subterranean plan; at this location, forces may transfer from the narrower tower into the basement walls through a podium diaphragm (refer to Fig. R12.1.1).

(ب) الاغشية الانشائية الناقلة للقوى- قد تكون العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية ذات خصائص مختلفة على طولها، أو قد تتغير مستويات مقاومتها من وضع إلى آخر ، مما يؤدي إلى نقل القوة بين العناصر الرأسية. موقع شائع حيث تتغير مستويات المقاومة في المستوى الصفري لمبنى به مسقط واسع تحت الأرض ؛ في هذا الموقع ، قد تنتقل القوى من البرج الأضيق إلى جدران الطابق السفلي من خلال اغشية المنصات (راجع الشكل 12.1.1).



(c) Connection forces—Wind pressure acting on exposed building surfaces generates out-of plane forces on those surfaces. Similarly, earthquake shaking can produce inertial forces in vertical framing and nonstructural elements such as cladding. These forces are transferred from the elements where the forces are developed to the diaphragm through connections.

(ج) قوى المفاصل - يعمل ضغط الرياح على أسطح المباني المعرضة لتوليد قوى خارج المستوى على تلك الأسطح. وبالمثل، فإن اهتزاز الزلازل يمكن أن ينتج قوى القصور الذاتي في الاطار الراسي والعناصر الغير انشائية مثل التغطيات. يتم نقل هذه القوى من العناصر حيث يتم تثبيت القوى إلى الاغشية الانشائية من خلال الوصلات.

(d) Column bracing forces—Architectural configurations sometimes require inclined columns, which can result in large horizontal thrusts acting within the plane of the diaphragms due to gravity and overturning actions. The thrusts can act in different directions depending on orientation of the column and whether it is in compression or tension. Where these thrusts are not balanced locally by other elements, the forces have to be transferred into the diaphragm so they can be transmitted to other suitable elements of the lateral-force-resisting system. Such forces are common and may be significant with eccentrically loaded precast concrete columns that are not monolithic with adjacent framing. The diaphragm also provides lateral support to columns not designed as part of the lateral-force-resisting system by connecting them to other elements that provide lateral stability for the structure.

(د) قوى التدعيم للأعمدة - تتطلب التكوينات المعمارية أحياناً أعمدة مائلة ، والتي يمكن أن تؤدي إلى دفعات أفقية كبيرة تعمل ضمن مستوي الاغشية بسبب الجاذبية وتأثيرات الانقلاب. يمكن أن تتحرك الدفعات في اتجاهات مختلفة اعتماداً على اتجاه العمود وما إذا كان في حالة ضغط أو شد. وعندما لا تتوازن هذه الزيادات محلياً بعناصر أخرى، يجب نقل القوى إلى الاغشية الانشائية بحيث يمكن نقلها إلى عناصر مناسبة أخرى من نظام مقاومة القوة الجانبية. هذه القوى شائعة وقد تكون ذات أهمية مع أعمدة خرسانية مسبقة الصب محملة بشكل لامركزي وغير متجانسة مع الإطارات المجاورة. كما يوفر الاغشية الانشائية دعماً جانبياً للأعمدة غير المصممة كجزء من نظام مقاومة القوة الجانبية من خلال ربطها بالعناصر الأخرى التي توفر ثباتاً جانبياً للمنشأ.

(e) Diaphragm out-of-plane forces—Most diaphragms are part of floor and roof framing and, therefore, support gravity loads. The general building code may also require consideration of out-of-plane forces due to wind uplift pressure on a roof slab and vertical acceleration due to earthquake effects.

(هـ) القوى الخارجية للاغشية الانشائية - معظم الاغشية هي جزء من الأرضية واطارات السقف ، وبالتالي تدعم الاحمال الرأسية. قد يتطلب كود البناء العام أيضاً النظر في القوى الخارجة عن المستوى بسبب رفع ضغط الرياح على بلاطة السقف والتسارع الراسي بسبب تأثيرات الزلازل.

12.2.2 The effects of slab openings and slab voids shall be considered in design.

R12.2.2 Refer to R7.2.1.

R12.2.2 ارجع إلى R7.2.1

12.2.2 يجب مراعاة تأثيرات فتحات البلاطة وفراغات البلاطات في التصميم.



### 12.2.3 Materials

#### 12.2.3 المواد

12.2.3.1 Design properties for concrete shall be selected to be in accordance with Chapter 19.

12.2.3.1 يجب اختيار خصائص التصميم للخرسانة وفقاً للفصل 19.

12.2.3.2 Design properties for steel reinforcement shall be selected to be in accordance with Chapter 20.

12.2.3.2 يجب اختيار خصائص التصميم الخاصة بحديد التسليح لتتوافق مع الفصل 20.

### 12.3—Design limits

#### 12.3 - حدود التصميم

#### 12.3.1 Minimum diaphragm thickness

##### 12.3.1 أقل سماكة للغشاء الانشائي

12.3.1.1 Diaphragms shall have thickness as required for stability, strength, and stiffness under factored load combinations.

12.3.1.1 يجب أن يكون للأغشية الانشائية سماكة كما هو مطلوب من أجل الثبات والمقاومة والجساءة تحت تراكيب الاحمال المصعدة.

12.3.1.2 Floor and roof diaphragms shall have a thickness not less than that required for floor and roof elements in other parts of this Code.

12.3.1.2 يجب أن يكون للأغشية الأرضية والسطحية سماكة لا تقل عن تلك المطلوبة لعناصر الأرضيات والسقف في أجزاء أخرى من هذا الكود.

### R12.3—Design limits

#### R12.3 - حدود التصميم

#### R12.3.1 Minimum diaphragm thickness

Diaphragms may be required to resist in-plane moment, shear, and axial force. For diaphragms that are entirely cast-in-place or comprise topping slabs composite with precast members, thickness of the entire diaphragm must be sufficient to resist these actions. For noncomposite topping slabs, thickness of the cast-in-place topping alone must be sufficient to resist these actions. Section 18.12 contains specific requirements for diaphragms in buildings assigned to Seismic Design Categories D, E, and F. In addition to requirements for in-plane force resistance, diaphragms that are part of floor or roof construction must satisfy applicable requirements for slab or flange thickness.

##### R12.3.1 أقل سماكة للغشاء الانشائي -

قد تكون هناك حاجة إلى الأغشية لمقاومة العزم الداخلي، والقص، والقوة المحورية. بالنسبة للأغشية التي يتم صبها في الموقع بالكامل أو التي تتكون من بلاطة مركبة مع عناصر مسبقة الصب، يجب أن يكون سمك الغشاء بأكمله كافياً لمقاومة هذه التأثيرات. بالنسبة للبلاطات العلوية الغير مركبة، يجب أن تكون سماكة الطبقة العلوية المصبوبة في الموقع واحدة و كافية لمقاومة هذه التأثيرات. يحتوي القسم 18.12 على متطلبات حدود للأغشية في المباني المخصصة لفئات التصميم الزلزالي D و E و F. بالإضافة إلى متطلبات مقاومة القوة داخل المستوى، يجب أن تفي الأغشية التي تشكل جزءاً من الأرضيات أو السقف بالمتطلبات المعمول بها للبلاطة أو سماكة الشفة العليا.

## 12.4—Required strength

### 12.4.1 General

#### 12.4 - المقاومة المطلوبة 12.4.1 عام

12.4.1.1 Required strength of diaphragms, collectors, and their connections shall be calculated in accordance with the factored load combinations in Chapter 5.

12.4.1.1 تحسب المقاومة المطلوبة للأغشية والمجمعات ووصلاتها وفقاً لتركيبات الحمل المصعدة في الفصل 5.

12.4.1.2 Required strength of diaphragms that are part of floor or roof construction shall include effects of out-of-plane loads simultaneous with other applicable loads.

12.4.1.2 يجب أن تتضمن المقاومة المطلوبة للأغشية الانشائية التي تشكل جزءاً من البناء الأرضي أو السقف تأثيرات الأحمال خارج المستوى في نفس الوقت مع الأحمال الأخرى القابلة للتطبيق.

### 12.4.2 Diaphragm modeling and analysis

#### 12.4.2 نمذجة وتحليل الغشاء الانشائي

12.4.2.1 Diaphragm modeling and analysis requirements of the general building code shall govern where applicable. Otherwise, diaphragm modeling and analysis shall be in accordance with 12.4.2.2 through 12.4.2.4.

12.4.2.1 تحدد متطلبات النمذجة والتحليل الخاصة بنمذجة الغشاء الانشائي لكود البناء العام حيثما ينطبق ذلك. خلاف ذلك، يجب أن تكون النمذجة والتحليل للغشاء الانشائي وفقاً لـ 12.4.2.2 خلال 12.4.2.4.

## R12.4—Required strength

### R12.4 - المقاومة المطلوبة

Factored load combinations generally require consideration of out-of-plane loads that act simultaneously with diaphragm in-plane forces. For example, this is required where a floor beam also serves as a collector, in which case the beam is to be designed to resist axial forces acting as a collector and bending moments acting as a floor beam supporting gravity loads.

تتطلب تراكيب الحمل المصعدة عموماً اعتبار الأحمال خارج المستوى التي تعمل في الوقت نفسه مع قوى الأغشية الانشائية داخل المستوى. على سبيل المثال، يكون هذا مطلوباً عندما تعمل كمره أرضية أيضاً كمجمع، وفي هذه الحالة يتم تصميم الكمرة لمقاومة القوى المحورية التي تعمل كمجمع و عزم الانحناء التي تعمل كمره أرضية تدعم الأحمال الرأسية.

### R12.4.2 Diaphragm modeling and analysis

#### R12.4.2 نمذجة وتحليل الغشاء الانشائي

R12.4.2.1 ASCE/SEI 7 includes diaphragm modeling requirements for some design conditions, such as design to resist wind and earthquake loads. Where ASCE/SEI 7 is adopted as part of the general building code, those requirements govern over provisions of this Code.

R12.4.2.1 ASCE / SEI 7 يتضمن متطلبات نمذجة الأغشية لبعض شروط التصميم، مثل التصميم لمقاومة الرياح وأحمال الزلازل. عندما يتم اعتماد ASCE / SEI 7 كجزء من كود البناء العام، فإن هذه المتطلبات تحكم أحكام هذا الكود.

12.4.2.2 Modeling and analysis procedures shall satisfy requirements of Chapter 6.

#### 12.4.2.2 يجب أن تستوفي إجراءات النمذجة والتحليل متطلبات الفصل 6.

R12.4.2.2 Chapter 6 contains general requirements for analysis that are applicable to diaphragms. Diaphragms are usually designed to remain elastic or nearly elastic for forces acting within their plane under factored load combinations. Therefore, analysis methods satisfying theory of elastic analysis are generally acceptable. The provisions for elastic analysis in 6.6.1 through 6.6.3 can be applied. Diaphragm in-plane stiffness affects not only the distribution of forces within the diaphragm, but also the distribution of displacements and forces among the vertical elements. Thus, the diaphragm stiffness model should be consistent with characteristics of the building. Where the diaphragm is very stiff compared to the vertical elements, as in a low aspect ratio, cast-in-place diaphragm supported by moment frames, it is acceptable to model the diaphragm as a completely rigid element. Where the diaphragm is flexible compared with the vertical elements, as in some jointed precast systems supported by structural walls, it may be acceptable to model the diaphragm as a flexible beam spanning between rigid supports. In other cases, it may be advisable to adopt a more detailed analytical model to account for the effects of diaphragm flexibility on the distribution of displacements and forces. Examples include buildings in which diaphragm and vertical element stiffnesses have approximately the same value, buildings with large force transfers, and parking structures in which ramps connect between floors and act essentially as bracing elements within the building. For diaphragms constructed of concrete slabs, ASCE/ SEI 7 permits the assumption of a rigid diaphragm if the diaphragm aspect ratio falls within a prescribed limit, which is different for wind and earthquake loads, and if the structure has no horizontal irregularities. ASCE/SEI 7 provisions do not prohibit the rigid diaphragm assumption for other conditions, provided the rigid diaphragm assumption is reasonably consistent with anticipated behavior. Cast-in place concrete diaphragms designed with the rigid-diaphragm assumption have a long history of satisfactory performance even though they may fall outside the ASCE/SEI 7 index values.

R12.4.2.2 يحتوي الفصل 6 على المتطلبات العامة للتحليل المطبقة على الأغشية. غالباً ما تكون الأغشية مصممة لتظل مرنة أو مرنة تقريباً للقوى العاملة ضمن مستوياتها تحت تركيبات الحمولة المصعدة. لذلك، طرق التحليل التي تلبي نظرية التحليل المرن مقبولة بشكل عام. يمكن تطبيق أحكام التحليل المرن في 6.6.1 حتى 6.6.3. لا يؤثر جساءة الأغشية الانشائية داخل المستوى على توزيع القوى داخل الأغشية الانشائية فحسب، بل تؤثر أيضاً على توزيع التشوهات والقوى بين العناصر الرأسية. وبالتالي، يجب أن يكون نموذج جساءة الأغشية الانشائية مناسباً مع خصائص المبنى. عندما يكون الأغشية الانشائية شديد الجساءة مقارنة بالعناصر الرأسية، كما هو الحال في نسبة الانحدار المنخفض، الأغشية الانشائية المصبوبة في الموقع المدعومة من خلال إطارات العزم، من المقبول تصميم الأغشية الانشائية كعنصر جاسئ تماماً. عندما تكون الأغشية الانشائية مرنة مقارنة بالعناصر الرأسية، كما هو الحال في بعض الأنظمة مسبقة الصب الموصلة المدعومة بالجدران الإنشائية، قد يكون من المقبول تصميم الأغشية الانشائية ككمر مرنة تمتد بين الركائز الصلبة. في حالات أخرى، قد يكون من المستحسن اعتماد نموذج تحليلي أكثر تفصيلاً لمراعاة آثار المرونة في الأغشية الانشائية على توزيع الازاحات والقوى. ومن الأمثلة على ذلك المباني التي يكون فيها غشاء العنصر وجساءة العنصر الرأسي لهما نفس القيمة تقريباً، والمباني ذات التحويلات الكبيرة للقوة، ومنشآت المواقف التي تتصل فيها النحدرات بين الأسقف وتتصرف بشكل أساسي كعناصر داعمة داخل المبنى.

بالنسبة للأغشية التي تم إنشاؤها من بلاطة خرسانية ، يسمح ASCE / SEI 7 بافتراض غشاء جاسي إذا كانت نسبة الانحدار للأغشية الانشائية تتدرج ضمن حد معين ، وهو أمر مختلف بالنسبة لأحمال الرياح والزلازل ، وإذا لم يكن للمنشأ أي اختلافات أفقية. لا تحظر أحكام ASCE / SEI 7 فرض الأغشية الانشائية الصلبة لحالات أخرى ، بشرط أن يكون الافتراض الغشائي الصلب متوافقاً بشكل معقول مع السلوك المتوقع. تتميز الأغشية الخرسانية المصبوبة في الموقع والمصممة مع فرضية الأغشية الانشائية الصلبة بتاريخ طويل من الأداء المرضي على الرغم من أنها قد تقع خارج قيم المؤشر ASCE / SEI 7.

12.4.2.3 Any set of reasonable and consistent assumptions for diaphragm stiffness shall be permitted.

12.4.2.3 أي مجموعة من الافتراضات المعقولة والمناسبة لجساءة الغشاء الانشائي يجب ان تكون مسموح بها.

R12.4.2.3 For low-aspect-ratio diaphragms that are entirely cast-in-place or comprise a cast-in place topping slab on precast elements, the diaphragm is often modeled as a rigid element supported by flexible vertical elements. However, effects of diaphragm flexibility should be considered where such effects will materially affect calculated design actions. Such effects should be considered for diaphragms that use precast elements, with or without a cast-in place topping. Where large transfer forces occur, as outlined in R12.2.1(b), more realistic design forces can be obtained by modeling diaphragm in-plane stiffness. Diaphragms with long spans, large cutout areas, or other irregularities may develop in-plane deformations that should be considered in design (refer to Fig. R12.4.2.3a).

For a diaphragm considered rigid in its own plane, and for semi-rigid diaphragms, the diaphragm internal force distribution can be obtained by modeling it as a horizontal rigid beam supported on springs representing lateral stiffnesses of the vertical elements (refer to Fig. R12.4.2.3b). Effects of in-plane eccentricity between applied forces and vertical element resistances, resulting in overall building torsion, should be included in the analysis. Elements of the lateral force-resisting system aligned in the orthogonal direction can participate in resisting diaphragm plan rotation (Moehle et al. 2010).

R12.4.2.3 بالنسبة للأغشية ذات نسبة الانحدار المنخفض التي تصب في الموقع بالكامل أو تحتوي على بلاطة علوية مصبوبة في الموقع على عناصر مسبقة الصب ، غالباً ما يتم تصميم الأغشية الانشائية كعنصر صلب يدعمه عناصر رأسية مرنة. ومع ذلك، ينبغي النظر في آثار مرونة الأغشية الانشائية حيث تؤثر هذه الآثار مادياً على إجراءات التصميم المحسوبة. يجب أن تؤخذ هذه الآثار بعين الاعتبار للأغشية التي تستخدم عناصر مسبقة الصب، مع أو بدون بلاطة علوية مصبوبة في الموقع. عندما تحدث قوى نقل كبيرة، كما هو موضح في (b) R12.2.1 ، يمكن الحصول على قوى تصميمية أكثر واقعية عن طريق نمذجة جساءة الغشاء داخل المستوى. يمكن أن تتطور الأغشية ذات البحور الطويلة أو المساحات الفاصلة الكبيرة أو غير ذلك من عدم انتظام التشوهات داخل المستوى والتي يجب أخذها في الاعتبار في التصميم (راجع الشكل 12.4.2.3 أ). بالنسبة إلى الأغشية الانشائية التي تعتبر صلبة في مستواه الخاص، وللأغشية شبه الصلبة ، يمكن الحصول على توزيع القوة الداخلية للغشاء عن طريق وضعه في صورة كمر جاسنة أفقية مدعومة على النواض التي تمثل الجساءة الجانبية للعناصر الرأسية) راجع الشكل R12.4.2.3b). يجب تضمين تأثيرات اللامركزية داخل المستوى بين القوى المطبقة ومقاومات العناصر الرأسية، مما يؤدي إلى الالتواء الكامل للمبنى، في التحليل. يمكن لعناصر نظام مقاومة القوى الجانبية المنتظمة في الاتجاه التعامدي المشاركة في مقاومة دوران المستوى للأغشية الانشائية (Moehle et al. 2010)....

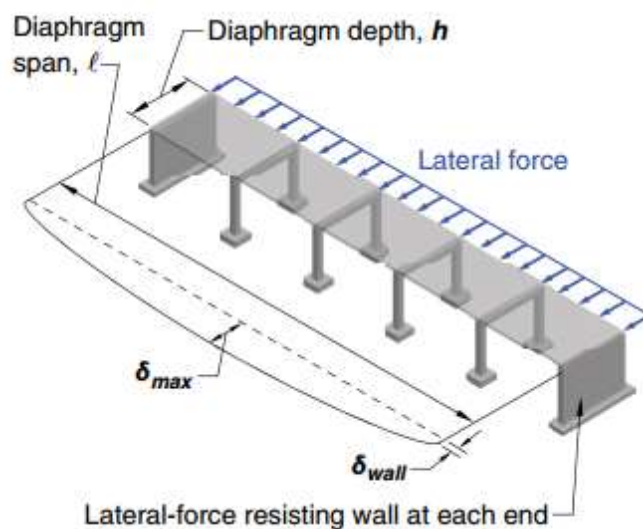


Fig. R12.4.2.3a—Example of diaphragm that might not be considered rigid in its plane.

الشكل رقم R12.4.2.3a مثال على الاغشية الانشائية الذي قد لا يعتبر جاسنة في مستواها.

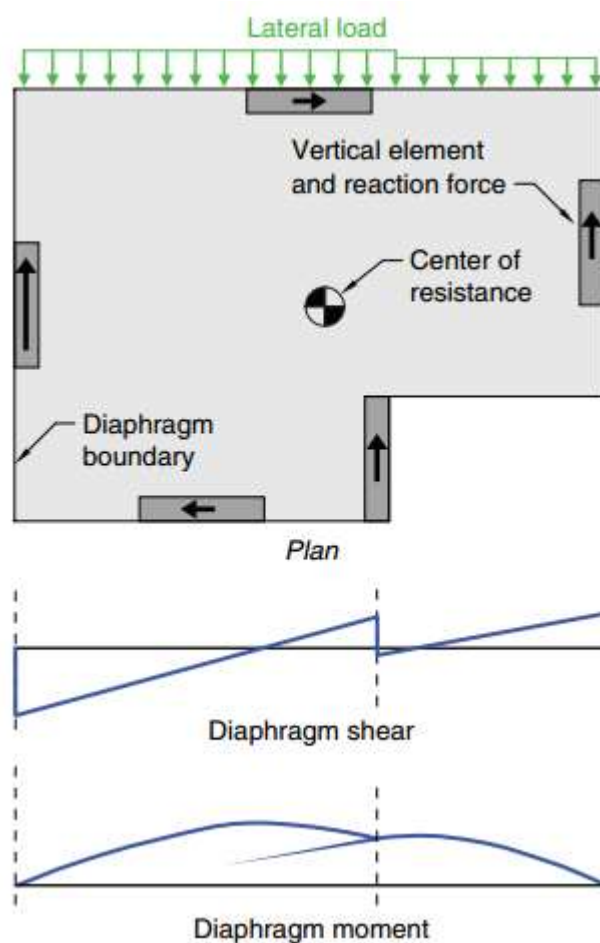


Fig. R12.4.2.3b—Diaphragm in-plane actions obtained by modeling the diaphragm as a horizontal rigid beam on flexible supports.

الشكل R12.4.2.3b تأثيرات الغشاء داخل المستوى الناتج من نمذجة الغشاء الانشائي ككمرة جاسنة أفقية على ركائز مرنة.

## CODE

### الكود

12.4.2.4 Calculation of diaphragm in-plane design moments, shears, and axial forces shall be consistent with requirements of equilibrium and with design boundary conditions. It shall be permitted to calculate design moments, shears, and axial forces in accordance with one of (a) through (e):

- (a) A rigid diaphragm model if the diaphragm can be idealized as rigid
- (b) A flexible diaphragm model if the diaphragm can be idealized as flexible
- (c) A bounding analysis in which the design values are the envelope of values obtained by assuming upper bound and lower bound in-plane stiffnesses for the diaphragm in two or more separate analyses
- (d) A finite element model considering diaphragm flexibility
- (e) A strut-and-tie model in accordance with 23.2

**12.4.2.4 حساب العزوم التصميمية في المستوى للغشاء الانشائي ، وقوى القص ، والقوى المحورية متناسبة مع متطلبات الاتزان ومع شروط الحدود التصميمية . يسمح بحساب العزوم التصميمية ، وقوى القص ، والقوى المحورية وفقاً لأحد (أ) إلى (هـ):**

(أ) نموذج غشاء جاسئ إذا كان الغشاء الانشائي مثاليًا على أنه صلب

(ب) نموذج غشاء مرن إذا كان لغشاء الانشائي مثاليًا على أنه مرن

(ج) تحليل مقيد تكون فيه قيم التصميم هي غلاف القيم التي يتم الحصول عليها بافتراض حد أعلى وحد أقل للجساءات في المستوى للغشاء الانشائي في تحليلين منفصلين أو أكثر

(د) نموذج لعنصر محدد نظرًا لمرونة الغشاء الانشائي

(هـ) نموذج ركيزة - شداد وفقا لـ 23.2

## 12.5—Design strength

### 12.5.1 General

#### 12.5 - المقاومة التصميمية

##### 12.5.1 عام

12.5.1.1 For each applicable factored load combination, design strengths of diaphragms and connections shall satisfy  $\phi S_n \geq U$ . Interaction between load effects shall be considered.

**12.5.1.1 بالنسبة لكل تركيبة حمولة مصعدة قابلة للتطبيق ، يجب أن تستوفي المقاومات التصميمية للأغشية والوصلات  $\phi S_n \geq U$ . يجب النظر في التفاعل بين تأثيرات الحمولة.**

12.5.1.2  $\phi$  shall be determined in accordance with 21.2.

**12.5.1.2  $\phi$  يجب أن يتم تحديد وفقا 21.2.**

## COMMENTARY

### التعليق

R12.4.2.4 The rigid diaphragm model is widely used for diaphragms that are entirely cast-in place and for diaphragms that comprise a cast in-place topping slab on precast elements, provided flexible conditions are not created by a long span, by a large aspect ratio, or by diaphragm irregularity. For more flexible diaphragms, a bounding analysis is sometimes done in which the diaphragm is analyzed as a stiff or rigid element on flexible supports and as a flexible diaphragm on rigid supports, with the design values taken as the envelope of values from the two analyses. Finite element models can be suitable for any diaphragm, but are especially useful for irregularly shaped diaphragms and diaphragms resisting large transfer forces. Stiffness should be adjusted to account for expected concrete cracking under design loads. For jointed precast concrete diaphragms that rely on mechanical connectors, it may be necessary to include the joints and connectors in the finite element model. Strut-and-tie models may be used for diaphragm design. The strut-and-tie models should include considerations of force reversals that may occur under design load combinations.

**R12.4.2.4 يستخدم نموذج الأغشية الانشائية الصلبة على نطاق واسع للأغشية المصبوبة في الموقع تمامًا وللأغشية التي تشتمل على بلاطة علوية مصبوبة في الموقع على عناصر مسبقة الصب ، بشرط ألا يتم إنشاء حالات مرنة بامتداد طويل ، من خلال نسبة الانحدار الكبير ، أو بسبب عدم انتظام الأغشية الانشائية. للحصول على أغشية أكثر مرونة ، يتم إجراء تحليل محدد في بعض الأحيان يتم فيه تحليل الأغشية الانشائية كعنصر صلب أو صلب على ركائز مرنة للأغشية الانشائية المرنة على ركائز صلبة ، مع قيم التصميم التي يتم أخذها كمغلف للقيم من التحليلين. يمكن أن تكون نماذج العناصر المحدودة مناسبة لأي غشاء ، ولكنها مفيدة بشكل خاص للأغشية غير المنتظمة والأغشية التي تقاوم قوى النقل الكبيرة. يجب تعديل الجساءة من أجل حساب التشقق المتوقع للخرسانة تحت الأحمال التصميمية. بالنسبة للأغشية الخرسانية مسبقة الصب التي تعتمد على المفصلات الميكانيكية ، قد يكون من الضروري تضمين المفصلات والوصلات في نموذج العنصر المحدد. يمكن استخدام نماذج ركيزة - شداد لتصميم الأغشية الانشائية. يجب أن تتضمن نماذج ركيزة - شداد اعتبارات انعكاسات القوة التي قد تحدث في ظل تراكيب الأحمال التصميمية.**

## R12.5—Design strength

### R12.5.1 General

#### R12.5 - المقاومة التصميمية

##### R12.5.1 عام

R12.5.1.1 Design actions commonly include in plane moment, with or without axial force; in plane shear; and axial compression and tension in collectors and other elements acting as struts or ties. Some diaphragm configurations may result in additional types of design actions. For example, a diaphragm vertical step can result in out-of plane bending, torsion, or both. The diaphragm is required to be designed for such actions where they occur in elements that are part of the load path. Nominal strengths are prescribed in Chapter 22 for a diaphragm idealized as a beam or solid element resisting in-plane moment, axial force, and shear; and in Chapter 23 for a diaphragm or diaphragm segment idealized as a strut-and-tie system.

**R12.5.1.1 تشمل إجراءات التصميم عادة في العزم الداخلي ، مع أو بدون قوة محورية ؛ في القص الداخلي والضغط المحوري و الشد في المجمع وغيرها من العناصر التي تعمل بمثابة الركائز أو الكانات. قد تؤدي بعض تكوينات الأغشية الانشائية إلى أنواع إضافية من إجراءات التصميم. على سبيل المثال ،**



يمكن أن تؤدي خطوة عمودية في الاغشية الانشائية إلى انحناء أو التواء أو كلاً منهما خارج المستوى. يجب تصميم الاغشية الانشائية ليتم تصميمه لمثل هذه الإجراءات حيث تحدث في العناصر التي تشكل جزءاً من مسار التحميل. يتم وصف المقاومة الاسمية في الفصل 22 من أجل الغشاء الانشائي المثالي ككمره أو عنصر صلب المقاوم للعزم الداخلي والقوة المحورية ، والقص ؛ وفي الفصل 23 من أجل الغشاء أو جزء من الغشاء المثالي ، يُعتبر نموذج ركيزة - شداد.

For axial tension in such members, nominal tensile strength is  $Asfy$ , and the strength reduction factor is 0.90 as required for tension-controlled members in 21.2.2.

بالنسبة للشد المحوري في هُؤلاء العناصر ، فإن مقاومة الشد الاسمية هي  $Asfy$  ، ومعامل تخفيض المقاومة هو 0.90 كما هو مطلوب لعناصر التحكم في الشد في 21.2.2

Diaphragms are designed under load combinations of 5.3. Where a diaphragm or part of a diaphragm is subjected to multiple load effects, the interaction of the load effects is to be considered.

تم تصميم الغشاء تحت تراكيب الحمل من 5.3. عندما يتعرض الغشاء أو جزء من الغشاء لتأثيرات حمولة متعددة ، يجب النظر في تفاعل تأثيرات الحمولة.

A common example is where a collector is built within a beam or slab that also resists gravity loads, in which case the element is designed for combined moment and axial force. Another example is where a connection is subjected to simultaneous tension and shear.

. المثال الشائع هو مكان بناء المجمع داخل كمر أو بلاطة تقاوم أيضاً أحمال رأسية ، وفي هذه الحالة تم تصميم العنصر للعزم المركب مع القوة المحورية. مثال آخر هو حيث تكون الوصلة معرضة للشد والقص في وقت واحد.

12.5.1.3 Design strengths shall be in accordance with (a), (b), (c), or (d):

(a) For a diaphragm idealized as a beam whose depth is equal to the full diaphragm depth, with moment resisted by boundary reinforcement concentrated at the diaphragm edges, design strengths shall be in accordance with 12.5.2 through 12.5.4. (b) For a diaphragm or a diaphragm segment modeled as a strut-and-tie system, design strengths shall be in accordance with 23.3. (c) For a diaphragm idealized with a finite-element model, design strengths shall be in accordance with Chapter 22. Nonuniform shear distributions shall be considered in design for shear. Collectors in such designs shall be provided to transfer diaphragm shears to the vertical elements of the lateral-force-resisting system. (d) For a diaphragm designed by alternative methods, such methods shall satisfy the requirements of equilibrium and shall provide design strengths at least equal to required strengths for all elements in the load path.

12.5.1.3 يجب أن تكون المقاومات التصميمية وفقاً لـ (أ) أو (ب) أو (ج) أو (د):

(أ) بالنسبة للغشاء الانشائي المثالي ككمرة يكون عمقها الكلي مساوياً لعمق الغشاء الكامل ، مع مقاومتها للعزم من خلال تسليح الحدود المركزة عند حواف الغشاء الانشائي، يجب أن تكون المقاومات التصميمية وفقاً لـ 12.5.2 حتى 12.5.4.

(ب) بالنسبة للغشاء أو لجزء الغشاء التي تم نمذجتها كنظام ركيزة - شداد ، يجب أن تكون المقاومات التصميمية وفقاً لـ 23.3 .

(ج) بالنسبة للغشاء المثالي باستخدام نموذج العناصر المحدودة، يجب أن تكون المقاومات التصميمية وفقاً للفصل 22. يتم النظر في توزيعات القص الغير موزعة بانتظام في التصميم للقص. يجب توفير مجمع في مثل هذه التصاميم لنقل قوى القص للغشاء إلى العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية.

(د) بالنسبة للغشاء المصمم بطرق بديلة، يجب أن تستوفي هذه الطرق متطلبات الاتزان ويجب أن توفر المقاومات التصميمية على الأقل تساوي مستويات المقاومة المطلوبة لجميع العناصر في مسار الحمل.

12.5.1.4 It shall be permitted to use precompression from prestressed reinforcement to resist diaphragm forces.

12.5.1.4 يجب أن يسمح باستخدام الضغط المسبق للتسليح مسبق الإجهاد لمقاومة قوى الغشاء الانشائي.

R12.5.1.3 Different design strength requirements apply depending on how the diaphragm load-path is idealized. Section 12.5.1.3(a) addresses requirements for the common case where a diaphragm is idealized as a beam spanning between supports and resisting forces within its plane, with chord reinforcement at the boundaries to resist in plane moment and axial force.

If diaphragms are designed according to this model, then it is appropriate to assume that shear flow is uniform through the diaphragm depth. Diaphragm depth refers to the dimension measured in the direction of lateral forces within the plane of the diaphragm (refer to Fig. R12.4.2.3a).

**R12.5.1.3** تنطبق المقاومة التصميمية متطلبات مختلفة تبعاً لطريقة لمسار التحميل المثالي للغشاء. يتناول القسم 12.5.1.3 (أ) المتطلبات للحالة الشائعة حيث تكون الأغشية الانشائية مثاليًا ككمرة تمتد بين قوى الركائز والمقاومة الموجودة داخل مستوياتها ، مع تسليح العصب على الحدود لمقاومة العزم الداخلي والقوة المحورية.

إذا تم تصميم أغشية وفقاً لهذا النموذج ، فمن المناسب أن نفترض أن تدفق القص منتظم من خلال عمق الغشاء و يشير عمق الغشاء إلى البعد المقاس في اتجاه القوى الجانبية داخل مستوى الغشاء الانشائي (راجع الشكل 12.4.2.3 أ).

If vertical elements of the lateralforce-resisting system do not extend the full depth of the diaphragm, then collectors are required to transfer shear acting along the remaining portions of the diaphragm depth to the vertical elements. Sections 12.5.2 through 12.5.4 are based on this model. This design approach is acceptable even if some of the moment is resisted by precompression as provided by 12.5.1.4. Sections 12.5.1.3(b) through (d) permit alternative methods for design of diaphragms. If diaphragms are designed to resist moment through distributed chords, or if diaphragms are designed according to stress fields determined by finite-element analysis, then non-uniform shear flow should be taken into account.

. إذا لم تعمل العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوى الجانبية على تمديد العمق الكامل للأغشية الانشائية ، فيجب على المجمعات أن تقوم بنقل القص على طول الأجزاء المتبقية من عمق الأغشية الانشائية إلى العناصر الرأسية. تعتمد الأقسام من 12.5.2 إلى 12.5.4 على هذا النموذج. هذا النهج التصميمي مقبول حتى إذا تم مقاومة بعض العزم عن طريق الضغط المسبق على النحو المنصوص عليه في 12.5.1.4. تسمح المواد من 12.5.1.3 (ب) إلى (د) بالطرق البديلة لتصميم الأغشية. إذا تم تصميم الغشاء لمقاومة العزم من خلال الاعصاب الموزعة ، أو إذا تم تصميم أغشية وفقاً لحقول الإجهاد التي يحددها تحليل العناصر المحدودة ، فيجب أن يؤخذ في الاعتبار تدفق القص الغير منتظم.

R12.5.1.4 In the typical case of a prestressed floor slab, prestressing is required, at a minimum, to resist the factored load combination  $1.2D + 1.6L$ , where  $L$  may have been reduced as permitted by the general building code. For wind or earthquake design, however, the gravity load to be resisted by prestressing is reduced because the governing load combination is  $1.2D + f_l L + (W \text{ or } E)$ , where  $f_l$  is either 1.0 or 0.5 depending on the nature of  $L$ . Thus, only a portion of the effective prestress is required to resist the reduced gravity loads. The remainder of the effective prestress can be used to resist in-plane diaphragm moments. Additional moment, if any, is resisted by added reinforcement.

12.5.1.5 If nonprestressed, bonded prestressing reinforcement is designed to resist collector forces, diaphragm shear, or tension due to in plane moment, the value of steel stress used to calculate resistance shall not exceed the lesser of the specified yield strength and 420 MPa.

12.5.1.5 إذا كان التسليح الغير مسبق للأجهاد ومسبق الاجهاد المترابط مصممًا لمقاومة قوى المجمع أو القص للغشاء أو الشد الناتج عن العزم في المستوى، يجب ألا تتجاوز قيمة إجهاد الحديد المستخدم في حساب المقاومة أقل من مقاومة الخضوع المحددة و 420 MPa.

## 12.5.2 Moment and axial force

### 12.5.2 العزم والقوة المحورية

12.5.2.1 It shall be permitted to design a diaphragm to resist in-plane moment and axial force in accordance with 22.3 and 22.4.

12.5.2.1 يجب أن يصمم الغشاء الانشائي لمقاومة العزم في المستوى والقوة المحورية وفقًا لـ 22.3 و 22.4.

12.5.2.2 It shall be permitted to resist tension due to moment by (a), (b), (c), or (d), or those methods in combination:

- (a) Deformed bars conforming to 20.2.1
- (b) Strands or bars conforming to 20.3.1, either prestressed or nonprestressed
- (c) Mechanical connectors crossing joints between precast elements
- (d) Precompression from prestressed reinforcement

12.5.2.2 يُسمح بمقاومة الشد بسبب العزم بواسطة (أ) أو (ب) أو (ج) أو (د) أو تلك الأساليب في التركيب:  
(أ) أسياخ محلزنة مطابقة لـ 20.2.1  
(ب) كابلات أو أسياخ تتطابق مع 20.3.1 ، سواء كانت مسبقة الاجهاد أو غير مسبقة الإجهاد  
(ج) الوصلات الميكانيكية التي تعبر المفاصل بين العناصر مسبقة الصب  
(د) الضغط المسبق للتسليح مسبق الاجهاد

R12.5.1.4 في الحالة النموذجية لابلطة الأرضية مسبقة الإجهاد ، يلزم إجراء أجهاد مسبق ، كحد أدنى ، لمقاومة تراكيب الاحمال المصعدة  $D + 1.6L$  حيث قد يكون  $L$  قد تم تخفيضه وفقًا لما يسمح به كود البناء العام. في حالة تصميم الرياح أو الزلازل ، يتم تقليل الحمل الراسي الذي يتم مقاومته بواسطة الاجهاد المسبق لأن تركيبة الحمل المتحكممة هي  $1.2(W + D + f1L)$  أو  $E$  ، حيث تكون  $f1$  إما 1.0 أو 0.5 اعتمادًا على طبيعة  $L$  وهكذا ، مطلوب فقط جزء من الاجهاد المسبق الفعال مقاومة الأحمال الراسية المخفضة. ما تبقى من الاجهاد المسبق الفعال يمكن استخدامها لمقاومة عزم الاغشية الانشائية في المستوى. عزوم إضافية ، إن وجدت ، تقاومها تسليح إضافي.

R12.5.1.5 Nonprestressed bonded prestressing reinforcement, either strand or bars, is sometimes used to resist diaphragm design forces. The imposed limit on assumed yield strength is to control crack width and joint opening. The Code does not include provisions for developing nonprestressed, bonded prestressing reinforcement. Stress limits for other provided reinforcement are prescribed in Chapter 20.

R12.5.1.5 أحيانًا يتم استخدام التسليح الغير مسبق الاجهاد المترابط ، سواء كانت كابلات أو أسياخ ، لمقاومة القوى التصميمية للغشاء. الحد المفروض على مقاومة الخضوع المفترضة هو التحكم في عرض التشقق وفتح المفاصل. لا يتضمن الكود الأحكام اللازمة لتسليح الكابلات الغير مسبقة الاجهاد و الكابلات مسبقة الإجهاد يتم وصف حدود الإجهاد للتسليحات الأخرى الموجودة في الفصل 20.

## R12.5.2 Moment and axial force

### R12.5.2 العزم والقوة المحورية

R12.5.2.1 This section permits design for moment and axial force in accordance with the usual assumptions of 22.3 and 22.4, including the assumption that strains vary linearly through the depth of the diaphragm. In most cases, design for moment and axial force can be accomplished satisfactorily using an approximate tension-compression couple with the strength reduction factor equal to 0.90.

R12.5.2.1 يسمح هذا القسم بالتصميم للعزم والقوة المحورية وفقًا للافتراضات المعتادة 22.3 و 22.4 ، بما في ذلك افتراض أن الانفعالات تختلف خطيًا من خلال عمق الغشاء. في معظم الحالات ، يمكن تنفيذ التصميم للعزم والقوة المحورية بشكل مناسب باستخدام زوجين من شد - ضغط تقريبي مع معامل تقليل المقاومة يساوي 0.90.

R12.5.2.2 Bonded prestressing reinforcement used to resist in-plane moment and axial force can be either prestressed or nonprestressed. Mechanical connectors crossing joints between precast concrete elements are provided to complete a continuous load path for reinforcement embedded in those elements. The use of precompression from prestressed reinforcement is discussed in R12.5.1.4.

R12.5.2.2 يمكن استخدام التسليح مسبق الاجهاد المترابط لمقاومة العزم الداخلي والقوة المحورية إما مسبقة الاجهاد أو غير مسبقة الإجهاد. يتم توفير الوصلات الميكانيكية التي تعتبر المفاصل بين عناصر الخرسانة مسبقة الصب لإكمال مسار الحمل المستمر للتسليح المشترك في تلك العناصر. تمت مناقشة استخدام الضغط المسبق من تسليح الإجهاد المسبق في R12.5.1.4

12.5.2.3 Nonprestressed reinforcement and mechanical connectors resisting tension due to moment shall be located within  $h/4$  of the tension edge of the diaphragm, where  $h$  is diaphragm depth measured in the plane of the diaphragm at that location. Where diaphragm depth changes along the span, it shall be permitted to develop reinforcement into adjacent diaphragm segments that are not within the  $h/4$  limit.

12.5.2.3 يجب أن يوضع التسليح الغير مسبقي الاجهاد والوصلات الميكانيكية المقاومة للشد الناتج عن العزم في  $h/4$  من حافة الشد للغشاء الانشائي ، حيث يتم قياس عمق الغشاء  $h$  في مستوى الغشاء في ذلك الموقع . عندما يتغير عمق الغشاء على طول البحر، يجب السماح بتثبيت التسليح إلى شرائح غشاء مجاورة ليست ضمن حد  $h/4$  .

R12.5.2.3 Figure R12.5.2.3 illustrates permitted locations of nonprestressed reinforcement resisting tension due to moment and axial force.

R12.5.2.3 يوضح الشكل R12.5.2.3 المواقع المسموح بها لتسليح غير مسبقي الاجهاد لمقاومة الشد بسبب العزم والقوة المحورية.

Where diaphragm depth changes along the span, it is permitted to develop tension reinforcement in adjacent sections even if the reinforcement falls outside the  $h/4$  limit of the adjacent section. In such cases, strut-and-tie models or elastic plane stress analysis can be used to determine bar extensions and other reinforcement requirements to provide continuity across the step.

عندما يتغير عمق الغشاء الانشائي على طول البحر ، يُسمح بتثبيت تسليح الشد في المقاطع المجاورة حتى إذا كان التسليح يقع خارج الحد  $h/4$  للمقطع المجاور. في مثل هذه الحالات ، يمكن استخدام نماذج الركيزة - شداد أو تحليل الإجهاد المرن في تحديد تمديدات السيخ وغيرها من متطلبات التسليح لتوفير الاستمرارية عبر هذه المرحلة

The restriction on location of nonprestressed reinforcement and mechanical connectors is intended to control cracking and excessive joint opening that might occur near the edges if reinforcement or mechanical connectors were distributed throughout the diaphragm depth. The concentration of flexural tension reinforcement near the edge of the diaphragm also results in more uniform shear flow through the depth of the diaphragm.

. إن القيد على موقع التسليح الغير مسبقي الاجهاد والوصلات الميكانيكية يهدف إلى التحكم في التشقق والفتح الزائد للمفصل الذي قد يحدث بالقرب من الحواف إذا تم توزيع التسليح أو الوصلات الميكانيكية في جميع أنحاء عمق الغشاء. كما يؤدي تركيز تسليح انحناء الشد بالقرب من حافة الغشاء إلى مزيد من تدفق القص المنتظم من خلال عمق الاغشية الانشائية

There are no restrictions on placement of prestressed reinforcement provided to resist moment through precompression. In effect, the precompression determines a moment that the prestressed reinforcement can resist, with the remainder of the moment resisted by reinforcement or mechanical connectors placed in accordance with 12.5.2.3.

لا توجد قيود على وضع التسليح مسبقي الإجهاد المتوفر لمقاومة العزم من خلال الضغط المسبق. في الواقع ، يحدد الضغط المسبق للعزم يمكن أن تقاومها التسليح مسبقي الإجهاد ، مع ما تبقى من العزم التي تقاومها تسليح أو وصلات ميكانيكية موضحة وفقاً لـ 12.5.2.3.

The Code does not require that diaphragm boundary elements resisting design flexural compression forces be detailed as columns. However, where a boundary element resists a large compressive force compared with axial strength, or is designed as a strut adjacent to an edge or opening, detailing with transverse reinforcement similar to column hoops should be considered.

لا يتطلب الكود أن تكون عناصر الحدود للغشاء التي تقاوم القوى التصميمية لانحناء الضغط مفصلة كعمود. ومع ذلك ، عندما يقاوم العنصر الحدودي قوة ضغط كبيرة مقارنة بالمقاومة المحورية ، أو تم تصميمه كدعامات ملاصقة للحافة أو الفتحة ، يجب النظر في التفاصيل مع تسليح عرضي مماثل لأطواق الأعمدة.

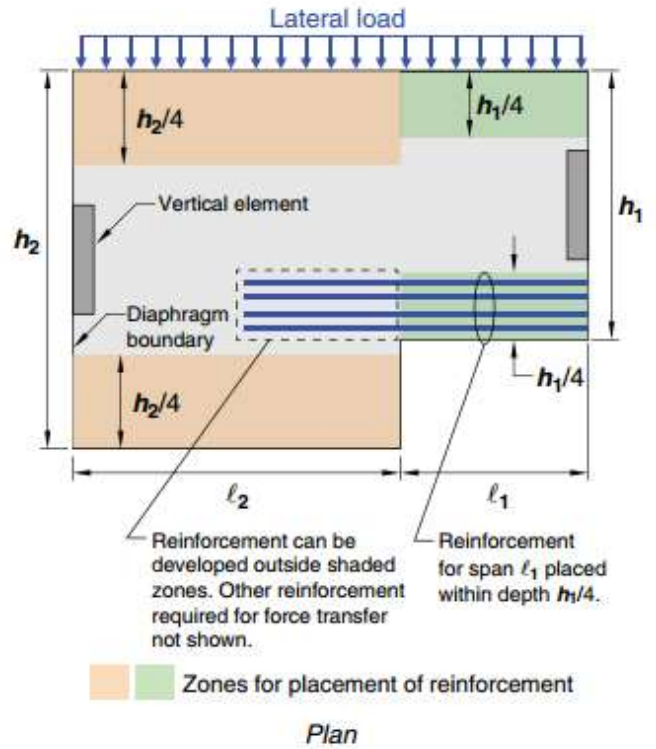


Fig. R12.5.2.3—Locations of nonprestressed reinforcement resisting tension due to moment and axial force according to 12.5.2.3.

الشكل - R12.5.2.3: مواقع التسليح غير مسبقة الاجهاد لمقاومة الشد بسبب العزم والقوة المحورية وفقاً لـ 12.5.2.3.

12.5.2.4 Mechanical connectors crossing joints between precast elements shall be designed to resist required tension under the anticipated joint opening

12.5.2.4 يجب أن تكون الوصلات الميكانيكية التي تعبر المفاصل بين عناصر مسبقة الصب مصممة لمقاومة الشد المطلوب تحت فتحة المفصل المتوقعة.

R12.5.2.4 In an untopped precast diaphragm resisting in-plane forces and responding in the linear range, some joint opening (on the order of 2.5 mm. or less) should be anticipated. A larger joint opening may occur under earthquake motions exceeding the design level. Mechanical connectors should be capable of maintaining design strength under the anticipated joint opening.

R12.5.2.4 في حالة وجود غشاء مسبق الصب غير علوي لمقاومة القوى داخل المستوى والاستجابة في المدى الخطي ، ينبغي توقع بعض الفتحات المشتركة (بترتيب 2.5 mm أو أقل). قد يحدث فتحة مشتركة كبيرة تحت حركات الزلازل التي تتجاوز مستوى التصميم. يجب أن تكون الوصلات الميكانيكية قادرة على الحفاظ على المقاومة التصميمية تحت الفتحة المشتركة المتوقعة.

### 12.5.3 Shear

#### 12.5.3 القص

12.5.3.1 This section shall apply to diaphragm in-plane shear strength.

12.5.3.1 ينطبق هذا القسم على مقاومة القص في مستوى الغشاء.

12.5.3.2  $\phi$  shall be 0.75, unless a lesser value is required by 21.2.4.

12.5.3.2  $\phi$  يجب أن تكون 0.75 ، إلا إذا كانت القيمة الأقل مطلوبة في 21.2.4.

12.5.3.3 For a diaphragm that is entirely cast in place,  $V_n$  shall be calculated by Eq. (12.5.3.3).

12.5.3.3 بالنسبة للغشاء الانشائي المصبوب كلياً في الموقع ، يتم حساب  $V_n$  بواسطة المعادلة (12.5.3.3).

$$V_n = A_{cv} (0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

where  $A_{cv}$  is the gross area of concrete bounded by diaphragm web thickness and depth, reduced by void areas if present; the value of  $\sqrt{f'_c}$  used to calculate  $V_n$  shall not exceed 8.3 MPa; and  $\rho_t$  is distributed reinforcement oriented parallel to the in-plane shear.

حيث  $A_{cv}$  هي المساحة الإجمالية للخرسانة التي تحدها سماكة وعرض الشفة الوسطية للغشاء الانشائي ، وتخفيضها بواسطة المساحات الفراغية إن وجدت ؛ يجب ألا تتجاوز قيمة  $\sqrt{f'_c}$  المستخدمة في حساب  $V_n$  8.3 MPa و  $\rho_t$  يتم توزيع التسليح الموجه بالتوازي في مستوى القص.

12.5.3.4 For a diaphragm that is entirely cast-in place, cross-sectional dimensions shall be selected to satisfy Eq. (12.5.3.4).

12.5.3.4 في حالة الغشاء الانشائي المصبوب بالكامل في الموقع ، يجب اختيار أبعاد المقطع العرضي لإستيفاء المعادلة (12.5.3.4).

$$V_n \leq 0.66\phi A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad (12.5.3.4)$$

where the value of  $\sqrt{f'_c}$  used to calculate  $V_n$  shall not exceed 8.3 MPa.

حيث ان قيمة  $\sqrt{f'_c}$  المستخدمة لحساب  $V_n$  لا تتجاوز 8.3 mpa

### R12.5.3 Shear

#### R12.5.3 القص

R12.5.3.1 These provisions assume that diaphragm shear flow is approximately uniform over the diaphragm depth, as is the case where design is in accordance with 12.5.1.3(a). Where alternative approaches are used, local variations of in-plane shear through the diaphragm depth should be considered

R12.5.3.1 تفترض هذه الأحكام أن تدفق القص للغشاء منتظم تقريباً على عمق الغشاء الانشائي ، كما هو الحال عندما يكون التصميم متوافقاً مع 12.5.1.3 (a). عند استخدام مناهج بديلة ، ينبغي النظر في الاختلافات المحلية في القص داخل المستوى من خلال عمق الغشاء الانشائي

R12.5.3.2 A lower strength reduction factor may be required in Seismic Design Categories D, E, or F, or where special systems for earthquake resistance are used.

R12.5.3.2 يمكن أن يتطلب معامل تقليل المقاومة أقل في فئات التصميم الزلزالي D أو E أو F ، أو عند استخدام أنظمة خاصة لمقاومة الزلازل.

R12.5.3.3 This provision was adapted from the earthquake-resistant design provisions of 18.12.9. The term  $A_{cv}$  refers to the cross sectional area of the effective deep beam that forms the diaphragm.

R12.5.3.3 تم تعديل هذا الحكم من الأحكام التصميمية المقاومة للزلازل في 18.12.9. يشير المصطلح  $A_{cv}$  إلى منطقة المقطع العرضي للكمرة العميقة الفعالة التي تشكل الغشاء الانشائي.



## CODE

### الكود

12.5.3.5 For diaphragms that are cast-in-place concrete topping slabs on precast elements, (a) and (b) shall be satisfied:

(a)  $V_n$  shall be calculated in accordance with Eq. (12.5.3.3), and cross-sectional dimensions shall be selected to satisfy Eq. (12.5.3.4).  $A_{cv}$  shall be calculated using the thickness of the topping slab for noncomposite topping slab diaphragms and the combined thickness of cast in-place and precast elements for composite topping slab diaphragms. For composite topping slab diaphragms, the value of  $f_c'$  in Eq. (12.5.3.3) and (12.5.3.4) shall not exceed the lesser of  $f_c'$  for the precast members and  $f_c'$  for the topping slab.

(b)  $V_n$  shall not exceed the value calculated in accordance with the shear friction provisions of 22.9 considering the thickness of the topping slab above joints between precast elements in noncomposite and composite topping slab diaphragms and the reinforcement crossing the joints between the precast members.

12.5.3.5 بالنسبة للأغشية ذات بلاطات علوية خرسانية تصب في الموقع توضع على عناصر مسبقة الصب، (أ) و (ب) يجب أن تستوفي: (أ) تحسب  $V_n$  وفقاً للمعادلة (12.5.3.3)، ويجب اختيار أبعاد المقطع العرضي لإستيفاء المعادلة (12.5.3.4). يجب أن يتم حساب  $A_{cv}$  باستخدام سماكة بلاطة العلوية لأغشية البلاطة العلوية الغير مركبة والسماك المركب للعناصر المصبوبة في الموقع وعناصر مسبقة الصب لأغشية البلاطة العلوية المركبة. بالنسبة للأغشية المكونة بلاطة علوية مركبة، تكون قيمة  $f_c'$  في المعادلة (12.5.3.3) و (12.5.3.4) يجب ألا يتجاوز أقل من  $F_c'$  للعناصر مسبقة الصب و  $f_c'$  للبلاطة العلوية.

(ب) يجب ألا يتجاوز  $V_n$  القيمة المحسوبة وفقاً لأحكام احتكاك القص بمقدار 22.9 مع الأخذ في الاعتبار سماك البلاطة العلوية فوق المفاصل بين عناصر مسبقة الصب في أغشية غير مركبة ومركبة من بلاطة علوية وتسليح عبر المفاصل بين الأعضاء مسبقة الصب.

12.5.3.6 For diaphragms that are interconnected precast elements without a concrete topping, and for diaphragms that are precast elements with end strips formed by either a cast-in-place concrete topping slab or edge beams, it shall be permitted to design for shear in accordance with (a), (b), or both. (a) The nominal strength of grouted joints shall not exceed 0.55 MPa. Reinforcement shall be designed to resist shear through shear-friction in accordance with 22.9. Shear-friction reinforcement shall be in addition to reinforcement designed to resist tension due to moment and axial force. (b) Mechanical connectors crossing joints between precast elements shall be designed to resist required shear under anticipated joint opening.

12.5.3.6 بالنسبة للأغشية من عناصر مسبقة الصب مترابطة بدون طبقة خرسانية علوية، ولأغشية التي هي عناصر مسبقة الصب ذات شرائح نهائية مكونة إما من بلاطة علوية خرسانية مصبوبة في الموقع أو كمرات طرفية، فيسمح لها بالتصميم للقص وفقاً لـ (أ) أو (ب) أو كليهما. (أ) لا يجب أن تتجاوز المقاومة الاسمية للوصلات المربوطة 0.55 MPa. يتم تصميم التسليح لمقاومة القص من خلال احتكاك القص وفقاً لـ 22.9. يجب أن يكون تسليح القص- الاحتكاك بالإضافة إلى التسليح مصممة لمقاومة الشد بسبب العزم والقوة المحورية.

(ب) يجب أن تكون الوصلات الميكانيكية التي تعبر المفاصل بين عناصر مسبقة الصب مصممة لمقاومة القص المطلوب تحت فتحة مشتركة متوقعة.

## COMMENTARY

### التعليق

R12.5.3.5 For diaphragms with cast-in-place topping slab on precast elements, the effective thickness in 12.5.3.5(a) is reduced to the topping slab thickness if the topping slab is not composite with the precast elements. Topping slabs tend to develop cracks above and along the joints between precast elements. Thus, 12.5.3.5(b) limits the shear strength to the shear-friction strength of the topping slab above the joints between the precast elements.

R12.5.3.5 بالنسبة للأغشية ذات بلاطة علوية مصبوبة في الموقع على العناصر مسبقة الصب، يتم تخفيض السماكة الفعالة في 12.5.3.5 (أ) إلى سماكة البلاطة العلوية في حالة البلاطة العلوية غير مركبة مع عناصر مسبقة الصب. تميل البلاطات العلوية إلى تطوير الشقوق فوق المفاصل بين العناصر مسبقة الصب. وبالتالي، فإن 12.5.3.5 (ب) تحد من مقاومة القص لقوة القص الاحتكاك للبلاطة العلوية فوق المفاصل بين العناصر مسبقة الصب.

R12.5.3.6 This Code does not contain provisions for untopped diaphragms in buildings assigned to Seismic Design Categories D, E, and F. Diaphragm shear in untopped diaphragms can be resisted by using shear-friction reinforcement in grouted joints (FEMA P751). Required shear-friction reinforcement is in addition to reinforcement required by design to resist other tensile forces in the diaphragm, such as those due to diaphragm moment and axial force, or due to collector tension. The intent is to reduce joint opening while simultaneously resisting shear through shear friction. Alternatively, or additionally, mechanical connectors can be used to transfer shear across joints of precast elements. In this case, some joint opening should be anticipated. The mechanical connectors should be capable of maintaining design strength under anticipated joint opening.

R12.5.3.6 لا يحتوي هذا الكود على أحكام خاصة بأغشية غير علوية في المباني المخصصة لفئات التصميم الزلزالي D، E، و F. يمكن مقاومة قص الغشاء في أغشية غير علوية باستخدام تسليح القص الاحتكاك في المفاصل المرتبطة (FEMA P751) إن تسليح القص -احتكاك المطلوب هي بالإضافة إلى التسليح المطلوبة للتصميم لمقاومة قوى الشد الأخرى في الأغشية الانشائية، مثل تلك الناتجة عن عزم الأغشية الانشائية والقوة المحورية، أو بسبب شد المجمع. القصد هو تقليل فتح المفاصل مع مقاومة القص في وقت واحد من خلال احتكاك القص. بدلاً من ذلك، أو بالإضافة إلى ذلك، يمكن استخدام الوصلات الميكانيكية لنقل القص عبر مفاصل العناصر مسبقة الصب. في هذه الحالة، ينبغي توقع بعض الفتح المشتركة. يجب أن تكون الوصلات الميكانيكية قادرة على الحفاظ على المقاومة التصميمية تحت فتحة مشتركة متوقعة.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

12.5.3.7 For any diaphragm, where shear is transferred from the diaphragm to a collector, or from the diaphragm or collector to a vertical element of the lateral-force-resisting system, (a) or (b) shall apply:

- (a) Where shear is transferred through concrete, the shearfriction provisions of 22.9 shall be satisfied.
- (b) Where shear is transferred through mechanical connectors or dowels, effects of uplift and rotation of the vertical element of the lateral force-resisting system shall be considered.

12.5.3.7 لأي غشاء أنشائي ، حيث يتم نقل القص من الغشاء إلى المجمع ، أو من الغشاء أو المجمع إلى عنصر رأسي من نظام مقاومة القوة الجانبية ، يجب تطبيق (أ) أو (ب) : (أ) عندما يتم نقل القص من خلال الخرسانة ، يجب أن يتم الاستيفاء بأحكام القص-احتكاك وفقاً لـ 22.9. (ب) عندما يتم نقل القص من خلال الوصلات الميكانيكية أو الإشارات ، يجب النظر في تأثيرات رفع ودوران العنصر الرأسي في نظام مقاومة القوة الجانبية.

R12.5.3.7 In addition to having adequate shear strength within its plane, a diaphragm should be reinforced to transfer shear through shear friction or mechanical connectors to collectors and to vertical elements of the lateral-force resisting system.

In diaphragms that are entirely cast-in-place, reinforcement provided for other purposes usually is adequate to transfer force from the diaphragm into the collectors through shear-friction.

However, additional reinforcement may be required to transfer diaphragm or collector shear into vertical elements of the lateral-force-resisting system through shear-friction. Figure R12.5.3.7 illustrates a common detail of dowels provided for this purpose.

R12.5.3.7 بالإضافة إلى وجود مقاومة قص كافية داخل مستوياتها ، يجب تسليح الاغشية الانشائية لنقل القص من خلال احتكاك القص أو الوصلات الميكانيكية إلى المجمعات والعناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية . في الاغشية المصبوبة في الموقع كاملاً يتم توفير التسليح عادةً للأغراض الأخرى لنقل القوى من الاغشية إلى المجمعات من خلال احتكاك القص. ومع ذلك ، قد تكون هناك حاجة إلى تسليح إضافي لنقل القص للغشاء أو للمجمع إلى العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية من خلال احتكاك القص . يوضح الشكل R12.5.3.7 توضيحاً شائعاً للإشارات المتوفرة لهذا الغرض.

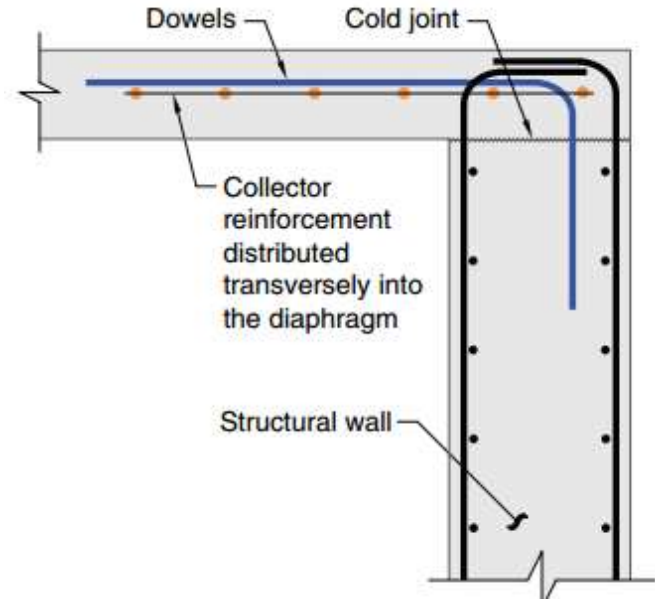


Fig. R12.5.3.7—Typical detail showing dowels provided for shear transfer to a structural wall through shear-friction.

الشكل - R12.5.3.7. تفاصيل نموذجية تظهر الإشارات المتوفرة لنقل القص إلى جدار أنشائي من خلال احتكاك القص.

## 12.5.4 Collectors

## 12.5.4 المجمعات

12.5.4.1 Collectors shall extend from the vertical elements of the lateral-force-resisting system across all or part of the diaphragm depth as required to transfer shear from the diaphragm to the vertical element. It shall be permitted to discontinue a collector along lengths of vertical elements of the lateral-force resisting system where transfer of design collector forces is not required.

12.5.4.1 يجب أن يمتد المجمعات من العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية عبر كل أو جزء من عمق الغشاء الانشائي كما هو مطلوب لنقل القص من الغشاء الانشائي إلى العنصر الرأسي. يجب السماح بتوقف المجمع على طول العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية حيث لا يتطلب نقل القوى التصميمية للمجمع.

**R12.5.4 Collectors**—A collector is a region of a diaphragm that transfers forces between the diaphragm and a vertical element of the lateral force-resisting system. A collector can extend transversely into the diaphragm to reduce nominal stresses and reinforcement congestion, as shown in Fig. R12.5.3.7. Where a collector width extends into the slab, the collector width on each side of the vertical element should not exceed approximately one-half the contact length between the collector and the vertical element.

**R12.5.4 المجمع -** المجمع هو منطقة من الاغشية الانشائية الذي ينقل القوى بين الاغشية الانشائية وعنصر رأسي من نظام مقاومة القوة الجانبية. يمكن أن يمتد المجمع بشكل عرضي في الاغشية الانشائية لتقليل الإجهادات الاسمية و التسليح ، كما هو موضح في الشكل R12.5.3.7. عندما يمتد عرض المجمع إلى البلاطة ، يجب ألا يتجاوز عرض المجمع على كل جانب من العنصر الرأسي حوالي 1.5 طول التلامس بين المجمع والعنصر الرأسي.

R12.5.4.1 The design procedure in 12.5.1.3(a) models the diaphragm as a full-depth beam with uniform shear flow. If vertical elements of the lateral-force-resisting system do not extend the full depth of the diaphragm, then collectors are required to transfer shear acting along the remaining portions of the diaphragm depth to the vertical element, as shown in Fig. R12.5.4.1. Partial-depth collectors can also be considered, but a complete force path should be designed that is capable of transmitting all forces from the diaphragm to the collector and into the vertical elements (Moehle et al. 2010).

**R12.5.4.1 يعمل إجراء التصميم الوارد في 12.5.1.3 (أ) على تصميم الاغشية الانشائية ككمرة كاملة العمق مع تدفق القص المنتظم. إذا لم تعمل العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية على تمديد العمق الكامل للاغشية الانشائية ، فيجب حينئذ على المجمعات أن تنقل تأثير القص على طول الأجزاء المتبقية من عمق الاغشية الانشائية إلى العنصر الرأسي ، كما هو موضح في الشكل R12.5.4. 0.1. يمكن أيضاً النظر في المجمعات ذات العمق الجزئي ، ولكن يجب تصميم مسار كامل للقوة قادر على نقل جميع القوى من الاغشية الانشائية إلى المجمع وإلى العناصر الرأسية. (Moehle et al. 2010)**

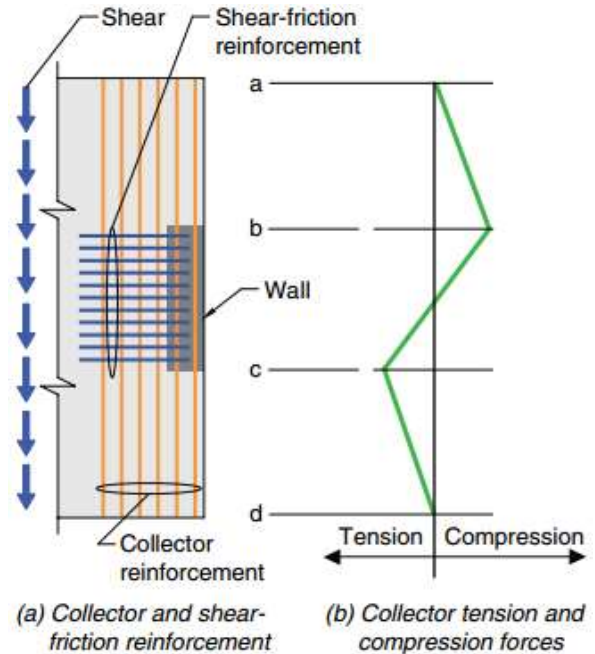


Fig. R12.5.4.1—Full-depth collector and shear friction reinforcement required to transfer collector force into wall.

الشكل - R12.5.4.1: مجمع كامل العمق و تسليح احتكاك القص المطلوب لنقل قوة المجمع إلى الجدار.

## CODE

### الكود

12.5.4.2 Collectors shall be designed as tension members, compression members, or both, in accordance with 22.4.

12.5.4.2 يجب تصميم المجمع كعناصر شد ، وعناصر ضغط ، أو كليهما ، وفقاً لـ 22.4.

12.5.4.3 Where a collector is designed to transfer forces to a vertical element, collector reinforcement shall extend along the vertical element at least the greater of (a) and (b):

- (a) The length required to develop the reinforcement in tension
- (b) The length required to transmit the design forces to the vertical element through shear-friction in accordance with 22.9, through mechanical connectors, or through other force transfer mechanisms.

12.5.4.3 في حالة تصميم المجمع لتحويل القوى إلى عنصر رأسي ، يجب أن يمتد تسليح المجمع على طول العنصر الرأسي على الأقل من (أ) و (ب): (أ) الطول المطلوب لتثبيت التسليح في الشد (ب) الطول المطلوب لنقل القوى التصميمية للعنصر الرأسي من خلال الاحتكاك - القص وفقاً لـ 22.9 ، من خلال الوصلات الميكانيكية ، أو من خلال آليات نقل القوة الأخرى.

## COMMENTARY

### التعليق

R12.5.4.2 Tension and compression forces in a collector are determined by the diaphragm shear forces they transmit to the vertical elements of the lateral-force-resisting system (refer to Fig. R12.5.4.1). Except as required by 18.12.7.5, the Code does not require that collectors resisting design compressive forces be detailed as columns. However, in structures where collectors resist large compressive forces compared with axial strength, or are designed as struts passing adjacent to edges or openings, detailing with transverse reinforcement similar to column hoops should be considered. Such detailing is required by 18.12.7.5 for some diaphragms in buildings assigned to Seismic Design Categories D, E, and F.

R12.5.4.2 يتم تحديد قوى الشد والضغط في المجمع بواسطة قوى القص للغشاء التي تنقلها إلى العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية (راجع الشكل 4.1.5.4). باستثناء ما هو مطلوب في 18.12.7.5 ، فإن الكود لا يتطلب تفصيل مجمعات المقاومة التصميمية لقوى الضغط كأعمدة. ومع ذلك ، في الهياكل حيث تقاوم المجمعات قوى ضغط كبيرة مقارنة بالقوة المحورية ، أو مصممة كدعامات تمر بجوار الحواف أو الفتحات ، يجب النظر في التفاصيل مع تسليح عرضي مماثل لأطواق الأعمدة. مطلوب هذا التفصيل بواسطة 18.12.7.5 لبعض الأغشية في المباني المخصصة لفئات التصميم الزلزالي D و E و F.

R12.5.4.3 In addition to having sufficient development length, the collector reinforcement should be extended as needed to fully transfer its forces into the vertical elements of the lateral-force-resisting system. A common practice is to extend some of the collector reinforcement the full length of the vertical element, such that collector forces can be transmitted uniformly through shear-friction (refer to Fig. R12.5.4.1). Figure R12.5.4.3 shows an example of collector reinforcement extended as required to transfer forces into three frame columns.

R12.5.4.3 بالإضافة إلى امتلاك المجمع طولاً كافياً ، ينبغي توسيع تسليح المجمع حسب الحاجة لنقل القوى بالكامل إلى العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الجانبية. من التطبيقات الشائعة تمديد بعض تسليح المجمع على كامل طول العنصر الرأسي ، بحيث يمكن نقل قوى المجمع بشكل موحد من خلال احتكاك القص (راجع الشكل 4.1.5.4). يوضح الشكل R.4.5.4.3 مثالاً على تسليح المجمع التي تم تمديدها حسب الحاجة لنقل القوى إلى إطار بثلاثة أعمدة.

**Note:** Collector reinforcement should extend as required to transfer forces into the vertical element and should be developed at critical sections

ملاحظة: يجب أن يمتد تسليح المجمع حسب الحاجة لنقل القوى إلى العنصر الرأسي ويجب تثبيته في المقاطع الحرجة

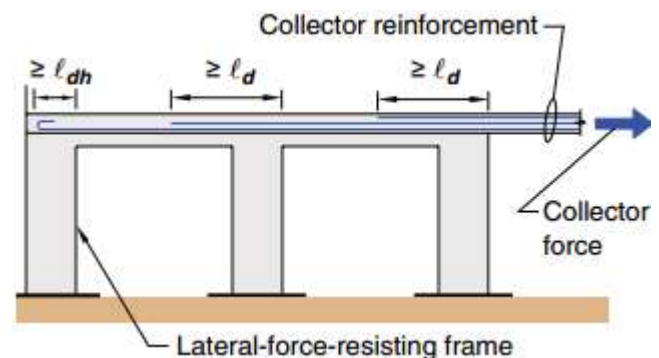


Fig. R12.5.4.3—Schematic force transfer from collector into vertical element of the lateral force-resisting system.

الشكل - R12.5.4.3. مخطط نقل القوة من المجمع إلى العنصر الرأسي لنظام مقاومة القوة الجانبية.

## 12.6—Reinforcement limits

### 12.6 - حدود التسليح

12.6.1 Reinforcement to resist shrinkage and temperature stresses shall be in accordance with 24.4.

12.6.1 يجب أن يكون التسليح لمقاومة أجهادات الانكماش ودرجة الحرارة وفقاً لـ 24.4.

12.6.2 Except for slabs-on-ground, diaphragms that are part of floor or roof construction shall satisfy reinforcement limits for one-way slabs in accordance with 7.6 or two-way slabs in accordance with 8.6, as applicable.

12.6.2 باستثناء البلاطات الأرضية ، يجب أن تستوفي الأغشية الانشائية التي تشكل جزءاً من البناء الأرضي أو السقف بحدود تسليح البلاطات أحادية الاتجاه وفقاً لـ 7.6 أو بلاطات في اتجاهين وفقاً لـ 8.6 ، وفقاً للتطبيق.

12.6.3 Reinforcement designed to resist diaphragm in-plane forces shall be in addition to reinforcement designed to resist other load effects, except reinforcement designed to resist shrinkage and temperature effects shall be permitted to also resist diaphragm in-plane forces

12.6.3 يجب أن يكون التسليح مصمم لمقاومة قوى الغشاء داخل المستوى بالإضافة إلى التسليح المصمم لمقاومة تأثيرات الحمولة الأخرى ، باستثناء التسليح المصمم لمقاومة الانكماش وتأثيرات درجة الحرارة المسموح بها أيضاً لمقاومة قوى الغشاء داخل المستوى.



CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

**12.7—Reinforcement detailing**

12.7.1 General

**12.7 - تفاصيل التسليح**  
**12.7.1 عام**

12.7.1.1 Concrete cover for reinforcement shall be in accordance with 20.5.1.

**12.7.1.1 يجب أن يكون الغطاء الخرساني للتسليح طبقاً لـ 20.5.1.**

12.7.1.2 Development lengths of deformed and prestressed reinforcement shall be in accordance with 25.4, unless longer lengths are required by Chapter 18.

**12.7.1.2 يجب أن تكون أطوال التثبيت للتسليح المحلزن ومسبق الإجهاد وفقاً لـ 25.4 ، ما لم يتطلب الفصل 18 أطوال كبيرة.**

12.7.1.3 Splices of deformed reinforcement shall be in accordance with 25.5.

**12.7.1.3 يجب أن تكون توصيلات التسليح المحلزن متوافقة مع 25.5.**

12.7.1.4 Bundled bars shall be in accordance with 25.6.

**12.7.1.4 يجب أن تكون حزمة الاسياخ متوافقة مع 25.6.**

**12.7.2 Reinforcement spacing**

**12.7.2 المسافة بين التسليح**

12.7.2.1 Minimum spacing  $s$  of reinforcement shall be in accordance with 25.2.

**12.7.2.1 يجب أن يكون الحد الأدنى للمسافة بين التسليح هو 25.2.**

12.7.2.2 Maximum spacing  $s$  of deformed reinforcement shall be the lesser of five times the diaphragm thickness and 450 mm.

**12.7.2.2 يكون الحد الأقصى للمسافة بين التسليح المحلزن أقل من خمسة أضعاف سماكة الغشاء الانشائي و 450 mm.**

**12.7.3 Diaphragm and collector reinforcement**

**12.7.3 تسليح الغشاء والمجمع**

12.7.3.1 Except for slabs-on-ground, diaphragms that are part of floor or roof construction shall satisfy reinforcement detailing of one-way slabs in accordance with 7.7 or two-way slabs in accordance with 8.7, as applicable.

**12.7.3.1 باستثناء البلاطات الارضية ، يجب أن تستوفي الأغشية التي تشكل جزءاً من البناء الأرضي أو السقف بتفاصيل تسليح البلاطات ذات الاتجاه الواحد وفقاً لـ 7.7 أو البلاطات ذات الاتجاهين وفقاً لـ 8.7 ، وفقاً للتطبيق.**

**R12.7—Reinforcement detailing**

R12.7.1 General

**R12.7 - تفاصيل التسليح**  
**R12.7.1 عام**

R12.7.1.1 For a structure assigned to Seismic Design Category D, E, or F, concrete cover may be governed by the seismic design requirements of 18.12.7.7.

**R12.7.1.1 بالنسبة للمنشأ المعين لفئة التصميم الزلزالي D أو E أو F ، يمكن أن يخضع الغطاء الخرساني لمتطلبات التصميم الزلزالي في 18.12.7.7.**

**R12.7.2 Reinforcement spacing**

**R12.7.2 المسافة بين التسليح**

R12.7.2.1 For a structure assigned to Seismic Design Category D, E, or F, spacing of confining reinforcement in collectors may be governed by the seismic design requirements of 18.12.7.6.

**R12.7.2.1 بالنسبة للمنشأ المعين لفئة التصميم الزلزالي من D ، E ، أو F ، قد تكون المسافات بين تسليح الحصر في المجمعات محكومة بمتطلبات التصميم الزلزالي في 18.12.7.6.**

**R12.7.3 Diaphragm and collector reinforcement**

**R12.7.3 تسليح الغشاء والمجمع**



## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

12.7.3.2 Calculated tensile or compressive force in reinforcement at each section of the diaphragm or collector shall be developed on each side of that section.

12.7.3.2 يجب تثبيت قوة الشد أو الضغط المحسوبة في التسليح في كل مقطع من الغشاء أو المجمع على كل جانب من هذا المقطع.

12.7.3.3 Reinforcement provided to resist tension shall extend beyond the point at which it is no longer required to resist tension at least  $\ell_d$ , except at diaphragm edges and at expansion joints.

12.7.3.3 يجب أن يمتد التسليح المزود لمقاومة الشد إلى ما بعد النقطة التي لم يعد مطلوباً فيها مقاومة الشد على الأقل  $\ell_d$  ، باستثناء أطراف الغشاء الانشائي وعند فواصل التمدد.

R12.7.3.2 Critical sections for development of reinforcement generally are at points of maximum stress, at points where adjacent terminated reinforcement is no longer required to resist design forces, and at other points of discontinuity in the diaphragm.

R12.7.3.2 يكون تثبيت تسليح المقاطع الحرجة عموماً عند أقصى أجهاد، عند النقاط التي لم يعد يلزم فيها التسليح المنتهي المجاور لمقاومة قوى التصميم ، وفي نقاط أخرى الغير مستمرة في الأغشية الانشائية.

R12.7.3.3 For a beam, the Code requires flexural reinforcement to extend the greater of  $d$  and  $12d_b$  past points where it is no longer required for flexure. These extensions are important for a beam to protect against development or shear failure that could result from inaccuracies in calculated locations of tensile stress. Similar failures in diaphragms have not been reported.

R12.7.3.3 بالنسبة إلى الكمرات ، يتطلب الكود تسليح الانحناء لتمديد أكبر نقطة من النقاط  $12d_b$  السابقة حيث لم تعد مطلوبة للانحناء. تعتبر هذه التمديدات مهمة للكمرات من أجل الحماية ضد التطور أو انهيار القص الذي قد ينتج عن عدم الدقة في المواقع المحسوبة من إجهاد الشد. انهيار مماثل في أغشية لم يتم الإبلاغ عنها

To simplify design and avoid excessively long bar extensions that could result if the beam provisions were applied to diaphragms, this provision only requires that tension reinforcement extend  $\ell_d$  beyond points where it is no longer required to resist tension.

لتبسيط التصميم وتجنب تمديدات التسليح الطولي بشكل زائد والتي يمكن أن تنتج إذا تم تطبيق أحكام الكمرات على الأغشية ، فإن هذا الحكم يتطلب فقط أن يمتد تسليح الشد إلى ما وراء النقاط حيث لم تعد هناك حاجة لمقاومة الشد.

## CHAPTER 13— FOUNDATIONS

### 13.1— Scope

### الفصل 13 – الأساسات 13.1- المجال

13.1.1 This chapter shall apply to the design of nonprestressed and prestressed foundations, including shallow foundations (a) through (e) and, where applicable, deep foundations (f) through (i):

- (a) Strip footings
- (b) Isolated footings
- (c) Combined footings
- (d) Mat foundations
- (e) Grade beams
- (f) Pile caps
- (g) Piles
- (h) Drilled piers
- (i) Caissons
- (j) Cantilever retaining walls
- (k) Counterfort and buttressed cantilever retaining walls

13.1.1 ينطبق هذا الفصل على تصميم الأساسات الغير مسبقة الاجهاد ومسبقة الاجهاد، بما في ذلك الاساسات السطحية (أ) حتى (هـ) ، والأساسات العميقة (و) حتى (ط) ، حيثما ينطبق ذلك:

- (أ) الاساسات الشريطية
- (ب) الاساسات المنفصلة
- (ج) الاساسات المشتركة
- (د) الاساسات الحصرية
- (هـ) الكمرات الأرضية (الميدة)
- (و) تاج الخوازيق
- (ز) الخوازيق
- (ح) الخوازيق المحفورة
- (ط) قيسونات
- (ز) الجدران الساندة الكابولية
- (ي) الجدران الساندة الكابولية ذات الاكتاف والبروز

13.1.2 Foundations excluded by 1.4.6 are excluded from this chapter.

13.1.2 تستبعد من هذا الفصل الاساسات التي تم استبعادها في 1.4.6.

## R13— FOUNDATIONS

### R13.1— Scope

### R13 – أساسات R13.1 المجال

While requirements applicable to foundations are provided in this chapter, the majority of requirements used for foundation design are found in other chapters of the Code. These other chapters are referenced in Chapter 13. However, the applicability of the specific provisions within these other chapters may not be explicitly defined for foundations.

في حين يتم توفير المتطلبات المطبقة على الأساسات في هذا الفصل ، فإن غالبية المتطلبات المستخدمة لتصميم الأساسات موجودة في فصول أخرى من الكود . تتم الإشارة إلى هذه الفصول الأخرى في الفصل 13. ومع ذلك ، قد لا يتم تعريف تطبيق الأحكام المحددة ضمن هذه الفصول الأخرى بشكل واضح للأساسات.

**R13.1.1** Examples of foundation types covered by this chapter are illustrated in Fig. R13.1.1. Stepped and sloped footings are considered to be subsets of other footing types. The 2019 edition of the Code contains provisions for the design of deep foundations. These provisions are based in part on similar provisions that were previously included in **ASCE/SEI 7** and the **IBC**.

**R13.1.1** أمثلة على أنواع الأساسات التي يغطيها هذا الفصل موضحة في الشكل R13.1.1. تعتبر القواعد المتدرجة والمنحدرة مجموعات فرعية من أنواع الأساسات الأخرى. تحتوي نسخة 2019 من الكود على أحكام لتصميم أساسات عميقة. وتستند هذه الأحكام جزئياً إلى أحكام مماثلة سبق إدراجها في **ASCE / SEI 7** و **IBC**.

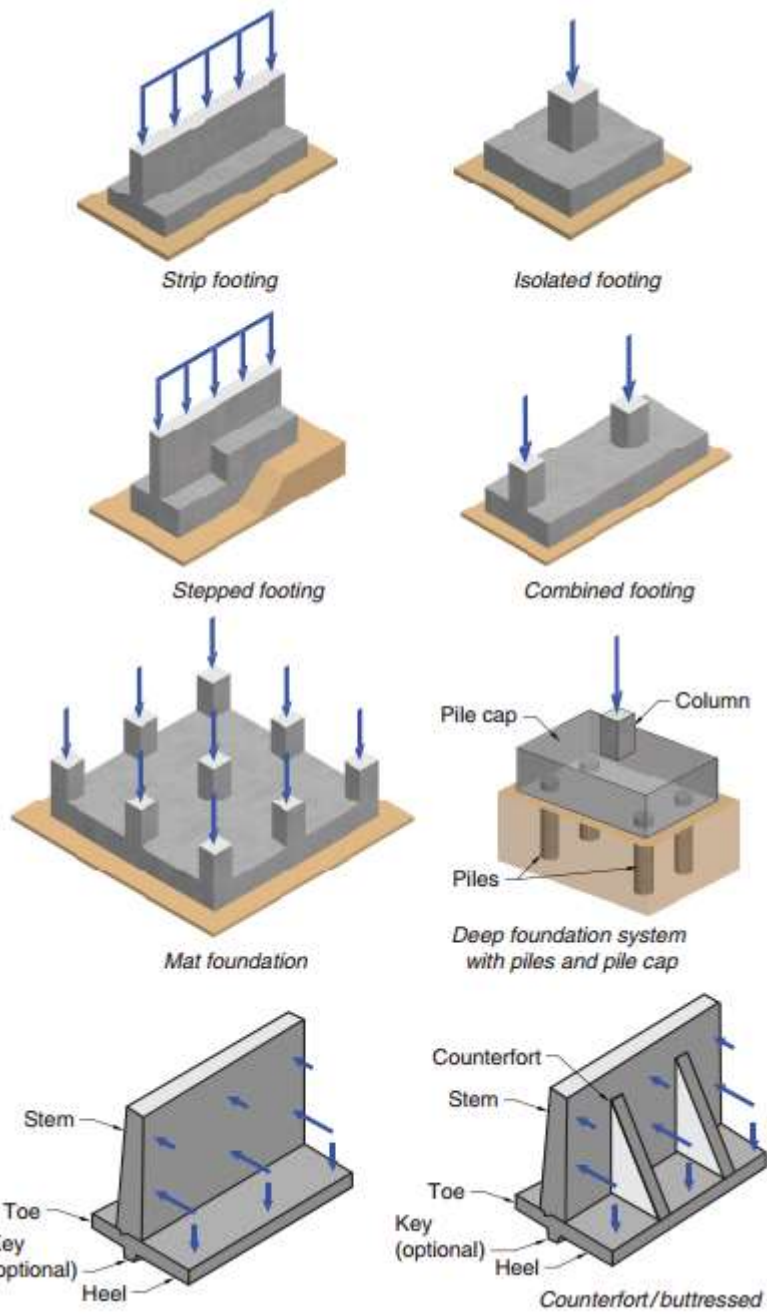


Fig. R13.1.1—Types of foundations.

الشكل — R13.1.1. أنواع الاساسات.

## 13.2—General

## R13.2—General

### 13.2 العام

### R13.2 العام

#### 13.2.1 Materials

##### 13.2.1 المواد

13.2.1.1 Design properties for concrete shall be selected to be in accordance with Chapter 19.

13.2.1.1 يجب اختيار خصائص التصميم للخرسانة وفقاً للفصل 19.

13.2.1.2 Design properties for steel reinforcement shall be selected to be in accordance with Chapter 20.

13.2.1.2 يجب أن يتم اختيار خصائص تصميم حديد التسليح لتكون مطابقةً للفصل 20.

13.2.1.3 Materials, design, and detailing requirements for embedments in concrete shall be in accordance with 20.6.

13.2.1.3 يجب أن تكون المواد والتصميم والتفاصيل لمتطلبات الغرز في الخرسانة وفقاً لـ 20.6.

#### 13.2.2 Connection to other members

##### 13.2.2 الاتصال بالعناصر الأخرى

13.2.2.1 Design and detailing of cast-in-place and precast column, pedestal, and wall connections to foundations shall be in accordance with 16.3.

13.2.2.1 يجب أن يكون تصميم وتفصيل عمود مصبوب في الموقع وعمود مسبق الصب ، والقاعدة العلوية، ووصلات الجدار إلى الأساسات طبقاً لـ 16.3.

## 13.2.3 Earthquake effects

### 13.2.3 تأثيرات الزلازل

13.2.3.1 Structural members extending below the base of the structure that are required to transmit forces resulting from earthquake effects to the foundation shall be designed in accordance with 18.2.2.3.

13.2.3.1 يجب أن يتم تصميم العناصر الإنشائية التي تمتد تحت قاعدة المنشأ المطلوبة لنقل القوى الناتجة عن تأثيرات الزلازل إلى الأساسات وفقاً لـ 18.2.2.3.

13.2.3.2 For structures assigned to Seismic Design Category (SDC) D, E, or F, shallow and deep foundations resisting earthquake-induced forces or transferring earthquake-induced forces between structure and ground shall be designed in accordance with 18.13.

13.2.3.2 بالنسبة للمنشآت المخصصة لفئة التصميم الزلزالي (SDC) D أو E أو F ، يجب تصميم الأساسات السطحية والعميقة التي تقاوم القوى المنتجة من الزلازل أو نقل القوى المنتجة من الزلازل بين المنشأ والأرض بما يتفق مع 18.13.

## R13.2.3 Earthquake effects

### R13.2.3 تأثيرات الزلازل

R13.2.3.1 The base of a structure, as defined in analysis, does not necessarily correspond to the foundation or ground level, or to the base of a building as defined in the general building code for planning (for example, for height limits or fire protection requirements). Details of columns and walls extending below the base of a structure to the foundation are required to be consistent with those above the base of the structure.

R13.2.3.1 ، أساس المنشأ كما هو محدد في التحليل ، لا تتوافق بالضرورة مع الأساس أو مستوى الأرض ، أو مع قاعدة المبنى كما هو محدد في كود البناء العام للتخطيط (على سبيل المثال ، لحدود الارتفاع أو متطلبات الحماية من الحرائق). يجب أن تكون تفاصيل الأعمدة والجدران التي تمتد أسفل قاعدة المنشأ إلى الأساس مناسبة مع تلك الموجودة فوق قاعدة المنشأ.

### 13.2.4 Slabs-on-ground

#### 13.2.4 البلاطات الأرضية

13.2.4.1 Slabs-on-ground that transmit vertical loads or lateral forces from other parts of the structure to the ground shall be designed and detailed in accordance with applicable provisions of this Code.

13.2.4.1 تصمم البلاطات الأرضية التي تنقل الحمولات الرأسية أو القوى الجانبية من أجزاء أخرى من المنشأ إلى الأرض وتفصل وفقاً للأحكام المطبقة في هذا الكود.

13.2.4.2 Slabs-on-ground that transmit lateral forces as part of the seismic-force-resisting system shall be designed in accordance with 18.13.

13.2.4.2 تصمم البلاطات الأرضية التي تنقل القوى الجانبية كجزء من نظام مقاومة قوى الزلازل وفقاً لـ 18.13.

### 13.2.5 Plain concrete

#### 13.2.5 الخرسانة العادية

13.2.5.1 Plain concrete foundations shall be designed in accordance with Chapter 14.

13.2.5.1 يجب أن تكون الأساسات من الخرسانة العادية مصممة وفقاً للفصل 14.

### 13.2.6 Design criteria

#### 13.2.6 معايير التصميم

13.2.6.1 Foundations shall be proportioned for bearing effects, stability against overturning and sliding at the soil-foundation interface in accordance with the general building code.

13.2.6.1 يجب أن تتناسب الأساسات مع تأثيرات التحميل ، والاستقرار ضد الانقلاب والانزلاق عند السطح البيئي للتربة والأساسات وفقاً لكود البناء العام.

R13.2.4 Slabs-on-ground—Slabs-on-ground often act as a diaphragm to hold the building together at the ground level and minimize the effects of out-of-phase ground motion that may occur over the footprint of the building. In these cases, the slab-on-ground should be adequately reinforced and detailed. As required in Chapter 26, construction documents should clearly state that these slabs-on-ground are structural members so as to prohibit sawcutting of such slabs.

R13.2.4 البلاطة الأرضية. غالباً ما تعمل البلاطات الأرضية كالأغشية الانشائية لتحزيم المبنى مع بعضه وتقليل تأثيرات حركة الأرض خارج المستوى التي قد تحدث فوق أساس المبنى. في هذه الحالات ، يجب تسليح البلاطة الأرضية بشكل كافٍ وتفصيله. كما هو مطلوب في الفصل 26 ، يجب أن تنص وثائق البناء بوضوح أن هذه البلاطات الأرضية هي عناصر إنشائية لمنع التقطع مثل هذه البلاطات.

### R13.2.6 Design criteria

#### R13.2.6 معايير التصميم

R13.2.6.1 Permissible soil pressures or permissible deep foundation strengths are determined by principles of soil mechanics and in accordance with the general building code. The size of the base area of a footing on soil or the number and arrangement of deep foundation members are established by using allowable geotechnical strength and service-level load combinations or by using nominal geotechnical strength with resistance factor and factored load combinations. Only the calculated end moments at the base of a column or pedestal require transfer to the footing. The minimum moment requirement for slenderness considerations given in 6.6.4.5 need not be considered for transfer of forces and moments to footings.

R13.2.6.1 يتم تحديد ضغوط التربة المسموح بها أو مقاومة الأساسات العميقة المسموح بها من خلال مبادئ ميكانيكا التربة ووفقاً لقانون البناء العام. يتم تحديد حجم المساحة الأساسية للقاعدة على التربة أو عدد وترتيب عناصر الأساسات العميقة باستخدام المقاومة الجيوتقنية المسموح بها وتراكيب الحمل في مستوى الخدمة المسموح بها أو باستخدام المقاومة الجيوتقنية الاسمية مع معامل المقاومة وتراكيب الاحمال المصعدة. فقط العزوم النهائية المحسوبة في قاعدة العمود أو القاعدة العلوية تتطلب النقل إلى القاعدة. لا يلزم النظر في الحد الأدنى من متطلبات العزم لاعتبارات النحافة الواردة في 6.6.4.5 من أجل نقل القوى والعزوم إلى الأساسات.

**13.2.6.2** For one-way shallow foundations, two-way isolated footings, or two-way combined footings and mat foundations, it is permissible to neglect the size effect factor specified in 22.5 for one-way shear strength and 22.6 for two-way shear strength.

**13.2.6.2** بالنسبة للأساسات السطحية ذات الاتجاه الواحد ، أو الأساسات المنفصلة ذات الاتجاهين ، أو الأساسات المشتركة ذات الاتجاهين والأساسات الحصرية ، يسمح إهمال معامل تأثير الحجم المحدد في 22.5 لمقاومة القص في اتجاه واحد و 22.6 للاتجاهين.

**13.2.6.3** Foundation members shall be designed to resist factored loads and corresponding induced reactions except as permitted by 13.4.2.

**13.2.6.3** يجب أن تصميم عناصر الأساسات لمقاومة الأحمال المصعدة وردود الفعل الناتجة المماثلة باستثناء ما يسمح به 13.4.2.

**R13.2.6.3** To design a footing or pile cap for strength, the induced reactions due to factored loads applied to the foundation should be determined. For a single concentrically loaded spread footing, the soil pressure due to factored loading is calculated as the factored load divided by the base area of the footing. For the case of footings or mats with eccentric loading, applied factored loads may be used to determine soil pressures. For pile caps or mats supported by deep foundations, applied factored loads may be used to determine member reactions. However, the resulting pressures or reactions may be incompatible with the geotechnical design resulting in unacceptable subgrade reactions or instability (Rogowsky and Wight 2010). In such cases, the design should be adjusted in coordination with the geotechnical engineer. Only the calculated end moments at the base of a column or pedestal require transfer to the footing. The minimum moment requirements for slenderness considerations given in 6.6.4.5 need not be considered for transfer of forces and moments to footings.

**R13.2.6.3** لتصميم الأساس أو تاج الخوازيق للمقاومة ، يجب تحديد ردود الأفعال الناتجة بسبب الأحمال المصعدة المطبقة على الأساس. بالنسبة لقاعدة مفردة محملة بشكل مركز ، يتم حساب ضغط التربة الناتج عن التحميل المصعد على أنه الحمل المصعد مقسوماً على مساحة القاعدة في القاعدة. بالنسبة لحالات الأساسات أو الأساسات الحصرية ذات التحميل اللامركزي ، يمكن استخدام الأحمال المصعدة المطبقة لتحديد ضغوط التربة. بالنسبة لتاج الخوازيق أو الأساسات الحصرية المدعومة بأساسات عميقة ، يمكن استخدام الأحمال المصعدة المطبقة لتحديد ردود الأفعال للعناصر. ومع ذلك ، قد تكون الضغوط أو ردود الأفعال الناتجة الغير متوافقة مع التصميم الجيوتقني مما يؤدي إلى ردود أفعال غير مقبولة لطبقة الأساس المساعد أو عدم الاستقرار (Rogowsky and Wight 2010). في مثل هذه الحالات ، يجب تعديل التصميم بالتنسيق مع المهندس الجيوتقني. فقط العزوم النهائية المحسوبة في قاعدة العمود أو القاعدة العلوية تتطلب النقل إلى الأساس. لا يلزم مراعاة الحد الأدنى من متطلبات العزم لاعتبارات النحافة الواردة في 6.6.4.5 من أجل نقل القوى والعزوم إلى الأساسات.



**13.2.6.4** Foundation systems shall be permitted to be designed by any procedure satisfying equilibrium and geometric compatibility.

**13.2.6.4** يُسمح بتصميم أنظمة الأساسات بأي إجراء يفي بالتوازن والتوافق الهندسي.

**13.2.6.5** Foundation design in accordance with the strut-and-tie method, **Chapter 23**, shall be permitted.

**13.2.6.5** يُسمح بتصميم الأساس وفقاً لطريقة ركيزة – شداد ، الفصل 23.

**R13.2.6.4** Foundation design is permitted to be based directly on fundamental principles of structural mechanics, provided it can be demonstrated that all strength and serviceability criteria are satisfied. Design of the foundation may be achieved through the use of classic solutions based on a linearly elastic continuum, numerical solutions based on discrete elements, or yield-line analyses. In all cases, analyses and evaluation of the stress conditions at points of load application or pile reactions in relation to shear and torsion, as well as flexure, should be included.

**R13.2.6.2** يُسمح بالتصميم للأساسات على أساس المبادئ الأساسية للميكانيكا الإنشائية ، بشرط أن يثبت أن جميع معايير المقاومة والخدمة تكون مستوفاة . يمكن تحقيق تصميم الأساس من خلال استخدام حلول كلاسيكية تعتمد على سلسلة مرنة متدرجة خطية أو حلول عددية قائمة على عناصر منفصلة أو تحليلات خط الخضوع. في جميع الحالات ، ينبغي إدخال تحليلات وتقييم حالات الإجهاد عند نقاط تطبيق الحمل أو ردود أفعال الخازوق فيما يتعلق بالقص والالتواء ، وكذلك الانحناء.

**R13.2.6.5** An example of the application of this provision is a pile cap similar to that shown in Fig. R13.1.1. Pile caps may be designed using a three-dimensional strut-and-tie model satisfying **Chapter 23** (Adebar et al. 1990) provided the shear force limits of 23.4.4 are also satisfied. Figure R13.2.6.5 illustrates the application of the shear force limits of 23.4.4 and the provisions of 13.2.7.2 for one-way shear design of a spread footing using the strut-and-tie method. Soil pressure within  $d$  from the face of the column or wall does not contribute to shear across the critical crack (Uzel et al. 2011), but the soil pressure within  $d$  contributes to the bending moment at the face of the column or wall.

**R13.2.6.5** مثال لتطبيق هذا الحكم هو تاج الخازوق مماثل لتلك الموضحة في الشكل R13.1.1. يمكن تصميم تاج الخوازيق باستخدام نموذج ثلاثي الأبعاد للركيزة – شداد يستوفي الفصل 23 (Adebar et al. 1990) بشرط أن يتم استيفاء حدود قوة القص البالغة 23.4.4. يوضح الشكل R13.2.6.5 تطبيق حدود قوة القص البالغة 23.4.4 وأحكام 13.2.7.2 لتصميم القص أحادي الاتجاه للقاعدة المنفصلة باستخدام طريقة ركيزة – شداد. لا يسهم ضغط التربة داخل  $d$  من وجه العمود أو الجدار في القص عبر التشقق الحرج (Uzel وآخرون 2011) ، ولكن ضغط التربة داخل  $d$  يساهم في عزم الانحناء في وجه العمود أو الجدار.

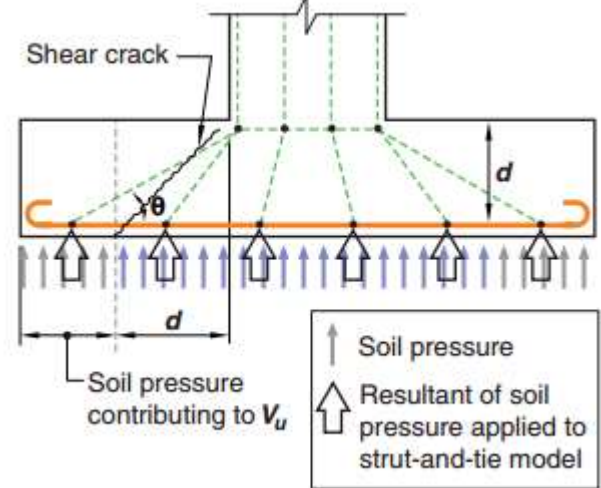
## CODE الكود

## COMMENTARY

التعليق

**13.2.6.6** External moment on any section of a strip footing, isolated footing, or pile cap shall be calculated by passing a vertical plane through the member and calculating the moment of the forces acting over the entire area of member on one side of that vertical plane.

**13.2.6.6** يتم حساب العزم الخارجي على أي مقطع من الأساس الشريطي أو الأساس المنفصل أو تاج الخازوق بتمرير مستوى عمودي من خلال العنصر وحساب عزم القوى التي تعمل على كامل مساحة العنصر على جانب واحد من ذلك المستوى العمودي.



**Fig. R13.2.6.5**—One-way shear design of a spread footing using the strut-and-tie method

الشكل - R13.2.6.5 تصميم القص في اتجاه واحد للأساس المنفصل باستخدام طريقة الركيزة - شداد

**13.2.7** Critical sections for shallow foundations and pile caps

**R13.2.7** Critical sections for shallow foundations and pile caps

**13.2.7** المقاطع الحرجة للأساسات السطحية وتاج الخوازيق

**R13.2.7** مقاطع حرجة للأساسات السطحية وأغطية الخازوق

**13.2.7.1**  $M_u$  at the supported member shall be permitted to be calculated at the critical section defined in accordance with Table 13.2.7.1.

**13.2.7.1** يُسمح بحساب  $M_u$  عند العنصر المدعم في المقطع الحرج المحدد وفقاً للجدول 13.2.7.1.

Table 13.2.7.1—Location of critical section for  $M_u$

جدول 13.2.7.1 - موقع المقطع الحرج لـ  $M_u$

Supported member	Location of critical section
Column or pedestal	Face of column or pedestal
Column with steel base plate	Halfway between face of column and edge of steel base plate
Concrete wall	Face of wall
Masonry wall	Halfway between center and face of masonry wall

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

13.2.7.2 The location of critical section for factored shear in accordance with 7.4.3 and 8.4.3 for one-way shear or 8.4.4.1 for two-way shear shall be measured from the location of the critical section for Mu in 13.2.7.1.

13.2.7.2 يقاس موقع المقطع الحرج للقص المصعد وفقاً للفقرة 7.4.3 و 8.4.3 للقص أحادي الاتجاه أو 8.4.4.1 للقص ذو اتجاهين من موقع المقطع الحرج لـ Mu في 13.2.7.1

13.2.7.3 Circular or regular polygon-shaped concrete columns or pedestals shall be permitted to be treated as square members of equivalent area when locating critical sections for moment, shear, and development of reinforcement.

13.2.7.3 يجب السماح باستخدام أعمدة أو قواعد خرسانية دائرية أو منتظمة على شكل مضلع كعناصر مربعة في المساحة المكافئة عند تحديد المقاطع الحرجة للعزم والقص وتثبيت التسليح.

13.2.8 Development of reinforcement in shallow foundations and pile caps

13.2.8 تثبيت التسليح في الاساسات السطحية وتاج الخوازيق

13.2.8.1 Development of reinforcement shall be in accordance with Chapter 25.

13.2.8.1 يجب أن يكون تثبيت التسليح وفقاً للفصل 25.

13.2.8.2 Calculated tensile or compressive force in reinforcement at each section shall be developed on each side of that section.

13.2.8.2 يتم تثبيت قوة الشد أو الضغط المحسوبة في التسليح في كل مقطع على كل جانب من هذا المقطع.

13.2.8.3 Critical sections for development of reinforcement shall be assumed at the same locations as given in 13.2.7.1 for maximum factored moment and at all other vertical planes where changes of section or reinforcement occur.

13.2.8.3 يفترض في المقاطع الحرجة لتثبيت التسليح في نفس المواقع على النحو المنصوص عليه في 13.2.7.1 لأقصى عزم مصعد وعلى جميع المستويات الرأسية الأخرى حيث تحدث تغييرات في المقطع أو التسليح.

13.2.8.4 Adequate anchorage shall be provided for tension reinforcement where reinforcement stress is not directly proportional to moment, such as in sloped, stepped, or tapered foundations; or where tension reinforcement is not parallel to the compression face.

13.2.8.4 يجب توفير تثبيت مناسب لتسليح الشد حيث لا يكون إجهاد التسليح متناسباً بشكل مباشر مع العزم ، كما هو الحال في الأساسات المائلة أو المتدرجة أو المدببة ؛ أو حيث لا يكون تسليح الشد موازياً لوجه الضغط.

R13.2.7.2 The shear strength of a footing is determined for the more severe condition of 8.5.3.1.1 and 8.5.3.1.2. The critical section for shear is measured from the face of the supported member (column, pedestal, or wall), except for masonry walls and members supported on steel base plates. Calculation of shear requires that the soil reaction be obtained from factored loads, and the design strength be in accordance with Chapter 22. Where necessary, shear around individual piles may be investigated in accordance with 8.5.3.1.2. If shear perimeters overlap, the modified critical perimeter  $b_o$  should be taken as that portion of the smallest envelope of individual shear perimeters that will actually resist the critical shear for the group under consideration. One such situation is illustrated in Fig. R13.2.7.2.

R13.2.7.2 تتحدد مقاومة القص للأساس بالنسبة للحالة الأكثر قسوة وهي 8.5.3.1.1 و 8.5.3.1.2. يتم قياس المقطع الحرج للقص من وجه العنصر المدعوم (عمود أو قاعدة علوية أو جدار) ، باستثناء الجدران والعناصر المدعومين على بلاطة القاعدة الفولاذية. يتطلب حساب القص أن يتم الحصول على رد فعل التربة من الأحمال المصعدة ، والمقاومة التصميمية تكون متوافقة مع الفصل 22. عند الضرورة ، قد يتم إجراء تحقيقات القص حول خوازيق فردية وفقاً لـ 8.5.3.1.2. إذا تداخل محيط القص ، فيجب أن يتم أخذ  $b_o$  المحيط الحرج المعدل كهذا الجزء من أصغر غلاف لمحيط القص المنفرد الذي سيقاوم بالفعل القص الحرج للمجموعة قيد النظر. يتم توضيح أحد هذه الحالات في الشكل R13.2.7.2.

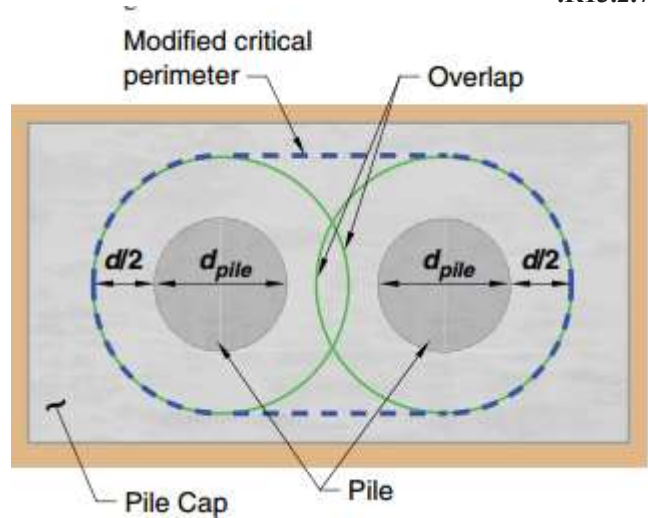


Fig. R13.2.7.2—Modified critical perimeter for shear with overlapping critical perimeters.

الشكل - R13.2.7.2 محيط حرج معدل للقص مع محيطات حرج متداخلة.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

### 13.3—Shallow foundations

#### 13.3.1 General

#### 13.3 - الأساسات السطحية

##### 13.3.1 عام

**13.3.1.1** Minimum base area of foundation shall be proportioned to not exceed the permissible bearing pressure when subjected to forces and moments applied to the foundation. Permissible bearing pressures shall be determined through principles of soil or rock mechanics in accordance with the general building code, or other requirements as determined by the building official.

**13.3.1.1** يجب أن تتناسب أقل مساحة أساسية للأساسات مع عدم تجاوز ضغط التحميل المسموح به عند تعرضه للقوى والعزوم المطبقة على الأساس. يتم تحديد ضغط التحميل المسموح به من خلال مبادئ ميكانيكا التربة أو الصخور وفقاً لكود البناء العام ، أو المتطلبات الأخرى التي يحددها مسؤول المبنى.

**13.3.1.2** Overall depth of foundation shall be selected such that the effective depth of bottom reinforcement is at least 150 mm.

**13.3.1.2** يتم اختيار العمق الكلي للأساس بحيث يكون عمق التسليح الفعال 150 mm على الأقل.

**13.3.1.3** In sloped, stepped, or tapered foundations, depth and location of steps or angle of slope shall be such that design requirements are satisfied at every section.

**13.3.1.3** في الأساسات المنحدرة أو المتدرجة أو المدببة ، يجب أن يكون عمق وموقع الخطوات أو زاوية الانحدار بحيث يتم استيفاء متطلبات التصميم في كل مقطع.

### 13.3.2 One-way shallow foundations

#### 13.3.2 أساسات سطحية في اتجاه واحد

**13.3.2.1** The design and detailing of one-way shallow foundations, including strip footings, combined footings, and grade beams, shall be in accordance with this section and the applicable provisions of Chapter 7 and Chapter 9.

**13.3.2.1** يجب أن يكون تصميم وتفصيل الأساسات السطحية في اتجاه واحد ، بما في ذلك الأساسات الشريطية، والأساسات المشتركة ، والكمرات الأرضية (الميدة) ، وفقاً لهذا القسم والأحكام المطبقة في الفصل 7 والفصل 9.

**13.3.2.2** Reinforcement shall be distributed uniformly across entire width of one-way footings.

**13.3.2.2** يتم توزيع التسليح بشكل منتظم عبر عرض كامل للأساسات ذات الاتجاه الواحد.

### R13.3—Shallow foundations

#### R13.3.1 General

#### R13.3 - الأساسات السطحية

##### R13.3.1 عام

**R13.3.1.1** General discussion on the sizing of shallow foundations is provided in R13.2.6.1.

**R13.3.1.1** يتم توفير مناقشة عامة حول تحديد حجم الأساسات السطحية في R13.2.6.1.

**R13.3.1.3** Anchorage of reinforcement in sloped, stepped, or tapered foundations is addressed in 13.2.8.4.

**R13.3.1.3** تم تناول تثبيت التسليح في أساس مائل أو متدرجة أو مدبب في 13.2.8.4.

### 13.3.3 Two-way isolated footings

### R13.3.3 Two-way isolated footings

#### 13.3.3 أساسات منفصلة في اتجاهين

#### 13.3.3 أساسات منفصلة في اتجاهين

13.3.3.1 The design and detailing of two-way isolated footings shall be in accordance with this section and the applicable provisions of Chapter 7 and Chapter 8.

13.3.3.1 يجب أن يكون التصميم والتفصيل للأساسات المنفصلة في اتجاهين وفقاً لهذا القسم والأحكام المطبقة للفصل 7 والفصل 8.

13.3.3.2 In square two-way footings, reinforcement shall be distributed uniformly across entire width of footing in both directions.

13.3.3.2 في الأساسات المربعة ذات الاتجاهين ، يجب توزيع التسليح بشكل منتظم على كامل عرض الأساس في كلا الاتجاهين.

13.3.3.3 In rectangular footings, reinforcement shall be distributed in accordance with (a) and (b):

(a) Reinforcement in the long direction shall be distributed uniformly across entire width of footing.

(b) For reinforcement in the short direction, a portion of the total reinforcement,  $\gamma_s A_s$ , shall be distributed uniformly over a band width equal to the length of short side of footing, centered on centerline of column or pedestal. Remainder of reinforcement required in the short direction,  $(1 - \gamma_s) A_s$ , shall be distributed uniformly outside the center band width of footing, where  $\gamma_s$  is calculated by:

R13.3.3.3 To minimize potential construction errors in placing bars, a common practice is to increase the amount of reinforcement in the short direction by  $2\beta/(\beta + 1)$  and space it uniformly along the long dimension of the footing (CRSI Handbook 1984; Fling 1987).

R13.3.3.3 لتقليل أخطاء البناء المحتملة في وضع الاسياخ ، من التطبيقات الشائعة في زيادة كمية التسليح في الاتجاه القصير  $2\beta/(\beta + 1)$  المسافة بشكل موحد على طول البعد الطويل للأساس (كتيب 1984 CRSI، Fling 1987).

13.3.3.3 في الأساسات المستطيلة ، يتم توزيع التسليح وفقاً لكل من (أ) و (ب):

(أ) يوزع التسليح في الاتجاه الطويل بشكل منتظم على كامل عرض الأساس.  
(ب) بالنسبة للتسليح في الاتجاه القصير ، يجب توزيع جزء من إجمالي التسليح  $\gamma_s A_s$  ، بشكل منتظم على عرض الحزمة يساوي طول الجانب القصير من الأساس ، متمركزاً على محور العمود أو القاعدة العلوية. البقية من التسليح المطلوب في الاتجاه القصير  $(1 - \gamma_s) A_s$  ، كما هو ، يجب توزيعها بشكل منتظم خارج حزمة عرض الأساس ، حيث يتم حساب  $\gamma_s$  بواسطة:

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta + 1)} \quad (13.3.3.3)$$

where  $\beta$  is the ratio of long to short side of footing.

حيث  $\beta$  هي نسبة الطول إلى العرض للأساس.

### 13.3.4 Two-way combined footings and mat foundations

### R13.3.4 Two-way combined footings and mat foundations

#### 13.3.4 أساسات مشتركة وإساسات حصرية في اتجاهين

#### R13.3.4 أساسات مشتركة وإساسات حصرية في اتجاهين

13.3.4.1 The design and detailing of combined footings and mat foundations shall be in accordance with this section and the applicable provisions of Chapter 8.

R13.3.4.1 Detailed recommendations for design of combined footings and mat foundations are reported by ACI 336.2R. Also refer to Kramrisch and Rogers (1961).

13.3.4.1 يجب أن يكون تصميم وتفصيل الأساسات المشتركة والحصرية وفقاً لهذا القسم والأحكام المعمول بها في الفصل 8.

R13.3.4.1 تم الإبلاغ عن التوصيات التفصيلية لتصميم أساسات المشتركة وإساسات الحصرية من قبل ACI 336.2R. يرجى الرجوع أيضاً إلى Kramrisch and Rogers (1961).

13.3.4.2 The direct design method of 8.10 shall not be used to design combined footings and mat foundations.

R13.3.4.2 The direct design method is a method used for the design of two-way slabs. Refer to R6.2.4.1.

13.3.4.2 يجب عدم استخدام طريقة التصميم المباشر لـ 8.10 في تصميم الأساسات المشتركة والحصرية.

R13.3.4.2 إن طريقة التصميم المباشر هي طريقة مستخدمة لتصميم البلاطات ذات اتجاهين. راجع R6.2.4.1.

13.3.4.3 Distribution of bearing pressure under combined footings and mat foundations shall be consistent with properties of the soil or rock and the structure, and with established principles of soil or rock mechanics.

R13.3.4.3 Design methods using factored loads and strength reduction factors  $\phi$  can be applied to combined footings or mat foundations, regardless of the bearing pressure distribution.

13.3.4.3 يجب أن يكون توزيع ضغط التحميل تحت الأساسات المشتركة والأساسات متناسبة مع خصائص التربة أو الصخور والمنشأ، ومع المبادئ الأساسية لميكانيكا التربة أو الصخور.

R13.3.4.3 يمكن تطبيق طرق التصميم باستخدام الأحمال المصعدة ومعاملات تخفيض المقاومة  $\phi$  على الأساسات المشتركة أو الأساسات الحصرية، بغض النظر عن توزيع ضغط التحميل.

13.3.4.4 Minimum reinforcement in nonprestressed mat foundations shall be in accordance with 8.6.1.1.

R13.3.4.4 To improve crack control due to thermal gradients and to intercept potential punching shear cracks with tension reinforcement, the licensed design professional should consider specifying continuous reinforcement in each direction near both faces of mat foundations.

13.3.4.4 يجب أن يكون الحد الأدنى للتسليح في الأساسات الغير مسبقة الاجهاد وفقاً لـ 8.6.1.1.

### 13.3.5 Walls as grade beams

#### 13.3.5 الجدران ككمرات أرضية (ميدة)

R13.3.4.4 لتحسين التحكم في الشقوق بسبب التدرجات الحرارية واعتراض شقوق اختراق القص المحتملة مع تسليح الشد، يجب على محترف التصميم المرخص أن يفكر في تحديد التسليح المستمر في كل اتجاه بالقرب من وجهي الأساسات الحصرية.

13.3.5.1 The design of walls as grade beams shall be in accordance with the applicable provisions of Chapter 9.

13.3.5.1 يجب أن يكون تصميم الجدران ككمرات أرضية (ميدة) وفقاً للأحكام المطبقة في الفصل 9.

13.3.5.2 If a grade beam wall is considered a deep beam in accordance with 9.9.1.1, design shall satisfy the requirements of 9.9.

13.3.5.2 إذا كان جدار الكمرة الأرضية (ميدة) يعتبر كمرة عميقة وفقاً لـ 9.9.1.1، يجب أن يستوفي التصميم متطلبات 9.9.

13.3.5.3 Grade beam walls shall satisfy the minimum reinforcement requirements of 11.6.

13.3.5.3 يجب أن تفي الجدران ذات الكمرات الأرضية (الميد) بأدنى متطلبات التسليح 11.6.



### 13.3.6 Wall components of cantilever retaining walls

13.3.6.1 The stem of a cantilever retaining wall shall be designed as a one-way slab in accordance with the applicable provisions of **Chapter 7**.

13.3.6 مكونات الجدار للجدران الساندة الكابولية  
13.3.6.1 يتم تصميم ساق الجدار الساند الكابولي كبلطة باتجاه واحد وفقاً للأحكام المعمول بها في الفصل 7.

13.3.6.2 The stem of a counterfort or buttressed cantilever retaining wall shall be designed as a two-way slab in accordance with the applicable provisions of **Chapter 8**.

13.3.6.2 يجب تصميم ساق الجدار الساند الكابولي ذو الاكشاف و البارزة الذي يتم تثبيته على شكل بلاطة ذات اتجاهين وفقاً للأحكام المعمول بها في الفصل 8.

13.3.6.3 For walls of uniform thickness, the critical section for shear and flexure shall be at the interface between the stem and the footing. For walls with a tapered or varied thickness, shear and moment shall be investigated throughout the height of the wall.

13.3.6.3 بالنسبة للجدران ذات السماكة المنتظمة ، يجب أن يكون الجزء الحرج للقص والانحناء عند الجزء المتداخل بين الساق والاساس. بالنسبة للجدران ذات السماكة المدببة أو المختلفة ، يجب فحص القص والعزم في جميع أنحاء ارتفاع الجدار.

## 13.4—Deep foundations

### 13.4.1 General

#### 13.4 - أساسات عميقة 13.4.1 عام

13.4.1.1 Number and arrangement of piles, drilled piers, and caissons shall be determined from unfactored forces and moments transmitted to these members and permissible member capacity selected through principles of soil or rock mechanics.

13.4.1.1 يتم تحديد عدد وترتيب الخوازيق والخوازيق المحفورة والقيسونات من خلال القوى الغير مصعدة والعزوم المنقولة إلى هؤلاء العناصر وقدرة العنصر المسموح بها المختارة من خلال مبادئ ميكانيكا التربة أو الصخور.

13.4.1.2 Design of deep foundation members shall be in accordance with 13.4.2 or 13.4.3.

13.4.1.2 يجب أن يكون تصميم عناصر الأساس العميق طبقاً لـ 13.4.2 أو 13.4.3.

### R13.3.6 Wall components of cantilever retaining walls

#### R13.3.6 مكونات الجدار للجدران الساندة الكابولية

R13.3.6.2 Counterfort or buttressed cantilever retaining walls tend to behave more in two-way action than in one-way action; therefore, additional care should be given to crack control in both directions.

R13.3.6.2 تميل الجدران الساندة الكابولية البارزة وذات الاكشاف إلى التصرف في حركة ذات اتجاهين أكثر من تصرفها في اتجاه واحد ؛ لذلك ، ينبغي ادخال الاهتمام الإضافي للتحكم في التشقق في كلا الاتجاهين.

R13.3.6.3 In general, the joint between the wall stem and the footing will be opening under lateral loads; therefore, the critical section should be at the face of the joint. If hooks are required to develop the wall flexural reinforcement, hooks should be located near the bottom of the footing with the free end of the bars oriented toward the opposite face of the wall end (Nilsson and Losberg 1976).

R13.3.6.3 بشكل عام ، سيتم فتح المفصل بين ساق الجدار والاساس تحت الأحمال الجانبية ؛ لذلك ، يجب أن يكون المقطع الحرج في وجه المفصل. إذا كانت العكفات مطلوبة لتثبيت تسليح الانحناء للجدار ، فيجب وضع العكفات بالقرب من أسفل الاساس بحيث تكون النهاية الحرة للأسياخ موجهة نحو الوجه المقابل للجدار (نيلسون ولوسبرج 1976).

## R13.4—Deep foundations

### R13.4.1 General

#### R13.4 - أساسات عميقة R13.4.1 عام

R13.4.1.1 General discussion on selecting the number and arrangement of piles, drilled piers, and caissons is provided in R13.2.6.1.

R13.4.1.1 يتم توفير مناقشة عامة حول اختيار عدد وترتيب الخوازيق والخوازيق المحفورة والقيسونات في R13.2.6.1.

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

## 13.4.2 Allowable axial strength

13.4.2.1 It shall be permitted to design a deep foundation member using load combinations for allowable stress design in **ASCE/SEI 7**, Section 2.4, and the allowable strength specified in Table 13.4.2.1 if (a) and (b) are satisfied:

- (a) The deep foundation member is laterally supported for its entire height  
(b) The applied forces cause bending moments in the deep foundation member less than the moment due to an accidental eccentricity of 5 percent of the member diameter or width

## 13.4.2 المقاومة المحورية المسموح بها

13.4.2.1 يُسمح بتصميم عنصر أساس عميق باستخدام تراكيب الحمل لتصميم الإجهاد المسموح به في **ASCE / SEI 7** ، القسم 2.4 ، والمقاومة المسموح بها المحددة في الجدول 13.4.2.1 إذا تم استيفاء (أ) و (ب): (أ) يتم دعم عنصر الأساس العميق بشكل جانبي لطوله بالكامل (ب) تسبب القوى المطبقة لعزوم الانحناء في عنصر الأساس العميق أقل من العزم بسبب اللامركزية المفاجئة بنسبة 5 في المائة من قطر العنصر أو عرضه

Table 13.4.2.1—Maximum allowable compressive strength for deep foundation members

الجدول 13.4.2.1 - أقصى مقاومة ضغط مسموح بها لعناصر الأساس العميق

Deep foundation member type	Maximum allowable compressive strength <sup>[1]</sup>	
Uncased cast-in-place concrete drilled or augered pile	$P_a = 0.3f'_c A_g + 0.4f_y A_s$	(a)
Cast-in-place concrete pile in rock or within a pipe, tube, or other permanent metal casing that does not satisfy 13.4.2.3	$P_a = 0.33f'_c A_g + 0.4f_y A_s$ <sup>[2]</sup>	(b)
Metal cased concrete pile confined in accordance with 13.4.2.3	$P_a = 0.4f'_c A_g$	(c)
Precast nonprestressed concrete pile	$P_a = 0.33f'_c A_g + 0.4f_y A_s$	(d)
Precast prestressed concrete pile	$P_a = (0.33f'_c - 0.27f_{pc}) A_g$	(e)

[1]  $A_g$  applies to the gross cross-sectional area. If a temporary or permanent casing is used, the inside face of the casing shall be considered the concrete surface.

[2]  $A_g$  does not include the steel casing, pipe, or tube

[1] ينطبق  $A_g$  على إجمالي مساحة المقطع العرضي. في حالة استخدام غلاف مؤقت أو دائم ، يعتبر الوجه الداخلي للغلاف السطح الخرساني.  
[2] كما لا يشمل الغلاف أو الأنبوب أو الأنبوب الفولاذي

13.4.2.2 If 13.4.2.1(a) or 13.4.2.1(b) is not satisfied, a deep foundation member shall be designed using strength design in accordance with 13.4.3.

13.4.2.2 إذا لم يكن مستوفية عن 13.4.2.1 (أ) أو 13.4.2.1 (ب) ، يتم تصميم عنصر أساس عميق باستخدام تصميم المقاومة وفقاً لـ 13.4.3.

## R13.4.2 Allowable axial strength

R13.4.2.1 Potential changes to lateral support of the deep foundation member due to liquefaction, excavation, or other causes, should be considered. The values in the Table 13.4.2.1 represent an upper bound for well understood soil conditions with quality workmanship. A lower value for the maximum allowable compressive strength may be appropriate, depending on soil conditions and the construction and quality control procedures used. For auger-grout piles, where grout is placed through the stem of a hollow-stem auger as it is withdrawn from the soil, the strength coefficient of 0.3 is based on a strength reduction factor of 0.6. The designer should carefully consider the reliable grout strength, grout strength testing methods, and the minimum cross-sectional area of the pile, accounting for soil conditions and construction procedures. Additional information is provided in **ACI 543R**.

## R13.4.2 المقاومة المحورية المسموح بها

R13.4.2.1 ينبغي النظر في التغييرات المحتملة للدعم الجانبي لعنصر الأساس العميق بسبب التميع أو الحفر أو أسباب أخرى. تمثل القيم الواردة في الجدول 13.4.2.1 الحد الأعلى لحالات التربة المفهومة جيداً مع جودة التصنيع. قد تكون القيمة الأقل للحد الأقصى لمقاومة الضغط المسموح بها مناسبة ، اعتماداً على حالة التربة وإجراءات البناء ومراقبة الجودة المستخدمة. بالنسبة للخوازيق المحقونة والمثقوبة ، حيث يتم وضع الحقن من خلال ساق المثقاب ذو الساق المجوف أثناء سحبه من التربة ، يعتمد معامل المقاومة 0.3 على معامل تقليل المقاومة 0.6. يجب على المصمم أن ينظر بعناية في مقاومة الحقن الموثوقة ، وطرق اختبار مقاومة الحقن ، والحد الأدنى من مساحة المقطع العرضي للخوازيق ، مع مراعاة ظروف التربة وإجراءات البناء. يتم توفير معلومات إضافية في **ACI 543R**.

**13.4.2.3** Metal cased cast-in-place concrete deep foundation members shall be considered to be confined if (a) through (f) are satisfied:

- (a) Design shall not use the casing to resist any portion of the axial load imposed.
- (b) Casing shall have a sealed tip and shall be mandrel-driven.
- (c) Thickness of the casing shall not be less than 1.7 mm.
- (d) Casing shall be seamless, or provided with seams of strength equal to the basic material, and be of a configuration that will provide confinement to the cast-in-place concrete.
- (e) Ratio of yield strength of the steel casing to  $f'_c$  shall be at least 6, and yield strength shall be at least 210 MPa.
- (f) Nominal diameter of the member shall be less than or equal to 400 mm.

**13.4.2.3** يعتبر عناصر الأساس الخرساني المصبوب في الموقع المصبوب المعدني محصوراً إذا استوفى (أ) حتى (و): (أ) يجب ألا يستخدم تصميم الغلاف لمقاومة أي جزء من الحمل المحوري المفروض. (ب) يكون للغلاف طرف محكم الغلق ويكون مدفوعاً بالشيبيك. (ج) يجب ألا يقل سمك الغلاف عن 1.7 مم. (د) يكون الغلاف سلسلاً ، أو مزوداً بوصلات مقاومة مساوية للمادة الأساسية ، وتكون من التكوين الذي سيوفر حصراً للخرسانة المصبوبة في الموقع. (هـ) يجب أن تكون نسبة مقاومة الخضوع لحديد الغلاف إلى  $f'_c$  تكون 6 على الأقل ، وتكون مقاومة الخضوع 210 ميغا باسكال على الأقل. (و) يجب أن يكون القطر الاسمي للعنصر أقل من أو يساوي 400 مم.

**13.4.2.4** The use of allowable strengths greater than those specified in Table 13.4.2.1 shall be permitted if accepted by the building official in accordance with 1.10 and justified by load tests.

**13.4.2.4** يسمح باستخدام المقاومة المسموح بها أكبر من تلك المحددة في الجدول 13.4.2.1 إذا تم قبولها من قبل مسؤول المبنى وفقاً 1.10 ومبررة باختبارات الحمل.

### 13.4.3 Strength design

**13.4.3.1** Strength design in accordance with this section is permitted for all deep foundation members.

**13.4.3** تصميم المقاومة  
**13.4.3.1** يُسمح بتصميم المقاومة وفقاً لهذا القسم لجميع عناصر الأساس العميق.

**13.4.3.2** The strength design of deep foundation members shall be in accordance with 10.5 using the compressive strength reduction factors of Table 13.4.3.2 for axial load without moment, and the strength reduction factors of Table 21.2.1 for tension, shear, and combined axial force and moment. The provisions of 22.4.2.4 and 22.4.2.5 shall not apply to deep foundations.

**13.4.3.2** يجب أن يكون تصميم المقاومة لعناصر الأساس العميق طبقاً لـ 10.5 باستخدام معاملات تقليل مقاومة الضغط الواردة في الجدول 13.4.3.2 للحمل المحوري بدون عزم ، وعوامل تقليل المقاومة الواردة في الجدول 21.2.1 للشد والقص والقوة المحورية المركبة مع العزم. لا تنطبق أحكام 22.4.2.4 و 22.4.2.5 على الأساسات العميقة.

**R13.4.2.3** The basis for this allowable strength is the added strength provided to the concrete by the confining action of the steel casing. This strength applies only to nonaxial load bearing steel where the stress in the steel is taken in hoop tension instead of axial compression. In this Code, steel pile casing is not to be considered in the design of the pile to resist a portion of the pile axial load. Provisions for members designed to be composite with steel pipe or casing are covered in AISC 360. Potential corrosion of the metal casing should be considered; provision is based on a non-corrosive environment.

**R13.4.2.3** أساس هذه المقاومة المسموح بها هو المقاومة المضافة التي يتم توفيرها للخرسانة من خلال إجراء الحصر للغلاف الفولاذي. تنطبق هذه المقاومة فقط على فولاذ التحميل الغير محوري حيث يتم أخذ الضغط في الفولاذ في طوق الشد بدلاً من الضغط المحوري. في هذا الكود ، لا يُنظر في غلاف الخازوق الفولاذي في تصميم الخازوق لمقاومة جزء من الحمل المحوري للخازوق. يتم تغطية أحكام للعناصر المصممة لتكون مركبة مع أنبوب فولاذي أو غلاف في AISC 360 يجب مراعاة التآكل المحتمل للغلاف المعدني ؛ يعتمد توفير على بيئة غير قابلة للتآكل.

**R13.4.2.4** Geotechnical and load test requirements for deep foundation members can be found in the IBC.

**R13.4.2.4** المتطلبات الجيوتقنية واختبار الحمل لعناصر الأساس العميق يمكن العثور عليها في IBC.

### R13.4.3 Strength design

### R13.4.3 تصميم المقاومة

**R13.4.3.2** The strength design of deep foundation members is discussed in detail in ACI 543R. If cast-in-place concrete drilled or augured piles are subject to flexure, shear, or tension loads, the strength reduction factors should be adjusted accordingly, considering the soil conditions, quality-control procedures that will be implemented, likely workmanship quality, and local experience. Guidance for adjustment factors is provided in ACI 543R.

**R13.4.3.2** تمت مناقشة تصميم المقاومة لعناصر الأساس العميق بالتفصيل في ACI 543R في حالة تعرض الخوازيق الخرسانية أو المتقوية المصبوبة في الموقع لأحمال الانحناء أو قص أو الشد ، يجب تعديل معاملات تقليل المقاومة وفقاً لذلك ، مع مراعاة حالات التربة ، وإجراءات مراقبة الجودة التي سيتم تنفيذها ، ونوعية التصنيع المحتملة ، و الخبرة المحلية. تتوفر إرشادات معاملات التعديل في ACI 543R.

Table 13.4.3.2—Compressive strength reduction factors  $\phi$  for deep foundation membersالجدول 13.4.3.2 - معاملات تخفيض مقاومة الضغط  $\phi$  لعناصر الأساس العميق

Deep foundation member type	Compressive strength reduction factors $\phi$	
Uncased cast-in-place concrete drilled or augered pile <sup>[1]</sup>	0.55	(a)
Cast-in-place concrete pile in rock or within a pipe, tube, <sup>[2]</sup> or other permanent casing that does not satisfy 13.4.2.3	0.60	(b)
Cast-in-place concrete-filled steel pipe pile <sup>[3]</sup>	0.70	(c)
Metal cased concrete pile confined in accordance with 13.4.2.3	0.65	(d)
Precast-nonprestressed concrete pile	0.65	(e)
Precast-prestressed concrete pile	0.65	(f)

[1]The factor of 0.55 represents an upper bound for well understood soil conditions with quality workmanship. A lower value for the strength reduction factor may be appropriate, depending on soil conditions and the construction and quality control procedures used.

[2]For wall thickness of the steel pipe or tube less than 6 mm.

[3]Wall thickness of the steel pipe shall be at least 6 mm.

- [1] يمثل عامل 0.55 الحد الأعلى لحالات التربة المفهومة جيداً مع الجودة. قد تكون القيمة الأقل لمعامل تخفيض المقاومة مناسبة ، اعتماداً على ظروف التربة وإجراءات البناء ومراقبة الجودة المستخدمة.
- [2] لسمك جدار الأنبوب أو الأنابيب الفولاذي أقل من 6 مم.
- [3] يجب أن يكون سمك جدار الأنبوب الفولاذي 6 مم على الأقل.

#### 13.4.4 Cast-in-place deep foundations

13.4.4.1 Cast-in-place deep foundations that are subject to uplift or where  $M_u$  is greater than  $0.4M_{cr}$  shall be reinforced, unless enclosed by a structural steel pipe or tube.

#### R13.4.4 Cast-in-place deep foundations

R13.4.4 أساسات عميقة مصبوبة في الموقع

##### 13.4.4 أساسات عميقة مصبوبة في الموقع

13.4.4.1 يجب تدعيم الأساسات العميقة المصبوبة في الموقع والمعرضة للرفع أو حيث يكون  $M_u$  أكبر من  $0.4M_{cr}$ ، ما لم يتم إرفاقه بأنبوب أو أنبوب فولاذي هيكلي.

13.4.4.2 Portions of deep foundation members in air, water, or soils not capable of providing adequate restraint throughout the member length to prevent lateral buckling shall be designed as columns in accordance with the applicable provisions of Chapter 10.

13.4.4.2 تصمم أجزاء من عناصر الأساس العميق في الهواء أو الماء أو التربة غير القادرة على التقييد بشكل مناسب خلال طول العنصر لمنع الانبعاج الجانبي كأعمدة وفقاً للأحكام المعمول بها في الفصل 10.

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

## 13.4.5 Precast concrete piles

13.4.5.1 Precast concrete piles supporting buildings assigned to SDC A or B shall satisfy the requirements of 13.4.5.2 through 13.4.5.6.

## R13.4.5 Precast concrete piles

R13.4.5 خوازيق خرسانية مسبقة الصب

## 13.4.5 خوازيق خرسانية مسبقة الصب

13.4.5.1 يجب أن تلبي الخوازيق الخرسانية مسبقة الصب التي تدعم المباني المخصصة لـ SDC A أو B متطلبات 13.4.5.2 حتى 13.4.5.6.

13.4.5.2 Longitudinal reinforcement shall be arranged in a symmetrical pattern.

13.4.5.2 يجب ترتيب التسليح الطولي بشكل متماثل.

13.4.5.3 For precast nonprestressed piles, longitudinal reinforcement shall be provided according to (a) and (b):

- (a) Minimum of 4 bars  
(b) Minimum area of  $0.008A_g$

13.4.5.3 بالنسبة للخوازيق غير مسبقة الإجهاد ، يتم توفير التسليح الطولي وفقاً للفقرتين (أ) و (ب):  
(أ) 4 أسياخ على الأقل  
(ب) أقل مساحة  $Ag0.008$

13.4.5.4 For precast prestressed piles, the effective prestress in the pile shall provide a minimum average compressive stress in the concrete in accordance with Table 13.4.5.4.

13.4.5.4 بالنسبة للخوازيق مسبقة الصب ومسبقة الإجهاد ، يجب أن يوفر الإجهاد الفعال في الخازوق أقل متوسط إجهاد ضغط في الخرسانة وفقاً للجدول 13.4.5.4.

Table 13.4.5.4—Minimum compressive stress in precast prestressed piles

الجدول 13.4.5.4 – أقل إجهاد ضغط للخوازيق مسبقة الصب ومسبقة الإجهاد

Pile length, m	Minimum compressive stress, MPa
Pile length $\leq 10$	2.8
$10 < \text{Pile length} \leq 15$	3.8
Pile length $> 15$	4.8

13.4.5.5 For precast prestressed piles, the effective prestress in the pile shall be calculated based on an assumed total loss of 210 MPa in the prestressed reinforcement.

13.4.5.5 بالنسبة للخوازيق مسبقة الصب ومسبقة الإجهاد ، يتم احتساب الإجهاد الفعال في الخازوق بناءً على أقل إجمالي مفترض تبلغ 210 ميغا باسكال في التسليح مسبق الإجهاد.

13.4.5.6 The longitudinal reinforcement shall be enclosed by transverse reinforcement according to Table 13.4.5.6(a) and shall be spaced according to Table 13.4.5.6(b):

13.4.5.6 يجب أن يغلق التسليح الطولي بواسطة التسليح العرضي وفقاً للجدول 13.4.5.6 (أ) ويتم التباعد وفقاً للجدول 13.4.5.6 (ب):

Table 13.4.5.6(a)—Minimum transverse reinforcement size

الجدول 13.4.5.6 (أ) - أقل حجم للتسليح العرضي

Least horizontal pile dimension $h$ , mm	Minimum wire size transverse reinforcement <sup>[1]</sup>
$h \leq 400$	MWW25, MD25
$400 < h < 500$	MW30, MD30
$h \geq 500$	MW35, MD35

[1] If bars are used, minimum of No. 10 bar applies to all values of  $h$ .

[1] إذا تم استخدام اسياخ ، فإن الحد الأدنى من للسياخ رقم 10 ينطبق على جميع قيم  $h$ .

Table 13.4.5.6(b)—Maximum transverse reinforcement spacing

الجدول 13.4.5.6 (ب) - أقصى تباعد للتسليح العرضي

Reinforcement location in the pile	Maximum center-to-center spacing, mm
First five ties or spirals at each end of pile	25
600 mm from each end of pile	100
Remainder of pile	150

#### 13.4.6 Pile caps

13.4.6.1 Overall depth of pile cap shall be selected such that the effective depth of bottom reinforcement is at least 300 mm.

13.4.6 تاج الخوازيق  
13.4.6.1 يجب اختيار العمق الكلي لتاج الخازوق بحيث يكون العمق الفعال للتسليح السفلي 300 ملم على الأقل.

13.4.6.2 Factored moments and shears shall be permitted to be calculated with the reaction from any pile assumed to be concentrated at the centroid of the pile section.

13.4.6.2 يُسمح بحساب العزوم وقوى القص المصعدة مع مراعاة رد الفعل من أي خازوق يُفترض أن تتركز في النقطة المركزية لمقطع الخازوق.

R13.4.5.6 The minimum transverse reinforcement required in this section is typically sufficient for driving and handling stresses. These provisions for precast concrete piles in SDC A and B are based on information from *PCI Recommended Practice for the Design, Manufacture, and Installation of Prestressed Concrete Piling* (1993) and the *PCI Bridge Design Manual*, Chapter 20 (2004). Minimum reinforcement requirements for precast concrete piles supporting buildings assigned to SDC C, D, E, and F are defined in 18.13.5.10.

R13.4.5.6 أقل تسليح عرضي مطلوب في هذا القسم كافياً مثالياً لاجهادات الدفع والقبض. تستند هذه الأحكام الخاصة بالخوازيق الخرسانية مسبقة الصب في SDC A و B إلى معلومات من التطبيقات الموصى بها من PCI لتصميم وتصنيع وتركيب الخوازيق الخرسانية مسبقة الإجهاد (1993) ودليل تصميم جسر PCI ، الفصل 20 (2004). تم تحديد الحد الأدنى من متطلبات تسليح الخوازيق الخرسانية مسبقة الصب التي تدعم المباني المخصصة لـ SDC C و D و E و F في 18.13.5.10.

#### R13.4.6 Pile caps

#### R13.4.6 تاج الخوازيق



## CODE

### الكود

**13.4.6.3** Except for pile caps designed in accordance with 13.2.6.5, the pile cap shall be designed such that (a) is satisfied for one-way foundations and (a) and (b) are satisfied for two-way foundations.

(a)  $\phi V_n \geq V_u$ , where  $V_n$  shall be calculated in accordance with 22.5 for one-way shear,  $V_u$  shall be calculated in accordance with 13.4.2.7, and  $\phi$  shall be in accordance with 21.2

(b)  $\phi v_n \geq v_u$ , where  $v_n$  shall be calculated in accordance with 22.6 for two-way shear,  $v_u$  shall be calculated in accordance with 13.4.2.7, and  $\phi$  shall be in accordance with 21.2

**13.4.6.3** باستثناء تاج الخوازيق المصممة وفقاً لـ 13.2.6.5 ، يجب تصميم تاج الخوازيق بحيث يكون (أ) مستوفيه عن الأساسات ذات الاتجاه الواحد و (أ) و (ب) مستوفيه عن الأساسات ذات الاتجاهين. (أ)  $\phi V_n \geq V_u$  ، حيث يتم حساب  $V_n$  وفقاً لـ 22.5 للقص أحادي الاتجاه ، يتم حساب  $V_u$  وفقاً لـ 13.4.2.7 ، و  $\phi$  يجب أن تكون وفقاً لـ 21.2 (ب)  $\phi v_n \geq v_u$  ، حيث يتم حساب  $v_n$  وفقاً لـ 22.6 للقص ذو الاتجاهين ، يتم حساب  $v_u$  وفقاً لـ 13.4.2.7 ، و  $\phi$  وفقاً لـ 21.2

**13.4.6.4** If the pile cap is designed in accordance with the strut-and-tie method as permitted in 13.2.6.5, the effective concrete compressive strength of the struts,  $f_{ce}$ , shall be calculated in accordance with 23.4.3, where  $\beta_s = 0.60\lambda$ , and  $\lambda$  is in accordance with 19.2.4.

**13.4.6.4** إذا تم تصميم تاج الخازوق وفقاً لطريقة الركيزة شداد كما هو مسموح به في 13.2.6.5 ، يتم حساب مقاومة ضغط الخرسانة الفعالة للدعامات ،  $f_{ce}$  ، وفقاً لـ 23.4.3 ، حيث  $\beta_s = 0.60\lambda$  ، و  $\lambda$  متوافق مع 19.2.4 ،

**13.4.6.5** Calculation of factored shear on any section through a pile cap shall be in accordance with (a) through (c): (a) Entire reaction from any pile with its center located  $d_{pile}/2$  or more outside the section shall be considered as producing shear on that section.

(b) Reaction from any pile with its center located  $d_{pile}/2$  or more inside the section shall be considered as producing no shear on that section.

(c) For intermediate positions of pile center, the portion of the pile reaction to be considered as producing shear on the section shall be based on a linear interpolation between full value at  $d_{pile}/2$  outside the section and zero value at  $d_{pile}/2$  inside the section.

**13.4.6.5** يجب أن يكون حساب القص المصعد إلى أي مقطع من خلال تاج الخازوق وفقاً لـ (أ) حتى (ج): (أ) يعتبر ردة الفعل الكاملة من أي خازوق مع وجود مركزها  $d_{pile} / 2$  أو أكثر خارج المقطع بمثابة إنتاج القص على هذا المقطع. (ب) يعتبر رد فعل أي خازوق مع وجود مركزها  $d_{pile} / 2$  أو أكثر داخل المقطع على أنه لا ينتج أي قص على هذا المقطع. (ج) بالنسبة للمواقع الوسيطة لمركز الخازوق ، يجب أن يعتمد جزء ردة فعل الخازوق الذي يُعتبر إنتاج القص في المقطع على تكامل خطي بين القيمة الكاملة عند  $d_{pile} / 2$  خارج المقطع والقيمة صفر عند  $d_{pile} / 2$  داخل المقطع.

## COMMENTARY

### التعليق

**R13.4.6.4** It is typically necessary to take the effective concrete compressive strength from expression (d) or (f) in Table 23.4.3(a) because it is generally not practical to provide confining reinforcement satisfying 23.5 in a pile cap.

**R13.4.6.4** عادة ما يكون من الضروري أخذ مقاومة الضغط الفعالة للخرسانة من التعبير (د) أو (و) في الجدول 23.4.3 (أ) لأنه ليس من العملي بشكل عام توفير تسليح محصور يستوفي 23.5 في تاج الخازوق.

**R13.4.6.5** If piles are located inside the critical sections  $d$  or  $d/2$  from face of column, for one-way or two-way shear, respectively, an upper limit on the shear strength at a section adjacent to the face of the column should be considered. The *CRSI Handbook* (1984) offers guidance for this situation.

**R13.4.6.5** إذا كانت الخوازيق موجودة داخل المقاطع الحرجة  $d$  أو  $d/2$  من وجه العمود ، لقص أحادي الاتجاه أو ثنائي الاتجاه ، على التوالي ، حد أعلى لمقاومة القص في مقطع مجاور لوجه العمود يجب اخذ الاعتبار في ذلك. يقدم دليل (1984) CRSI إرشادات لهذه الحالة.

## CHAPTER 14—PLAIN CONCRETE

### 14.1—Scope

#### الفصل 14 — الخرسانة العادية

##### 14.1—المجال

14.1.1 This chapter shall apply to the design of plain concrete members, including (a) and (b):

(a) Members in building structures

(b) Members in non-building structures such as arches, underground utility structures, gravity walls, and shielding walls.

14.1.1 ينطبق هذا الفصل على تصميم عناصر الخرسانة العادية ، بما في ذلك (أ) و (ب):

(أ) العناصر في المنشآت السكنية

(ب) العناصر في المنشآت الغير سكنية مثل الأقواس وهياكل المرافق الأرضية والجدران الساندة وجدران الحماية.

14.1.2 This chapter shall not govern the design of cast-in place concrete piles and piers embedded in ground.

14.1.2 لا يحكم هذا الفصل تصميم الخوازيق الخرسانية المصبوبة في الموقع والركائز الخرسانية المغمورة في الأرض.

14.1.3 Plain concrete shall be permitted only in cases (a) through (d):

(a) Members that are continuously supported by soil or supported by other structural members capable of providing continuous vertical support

(b) Members for which arch action provides compression under all conditions of loading

(c) Walls

(d) Pedestals

14.1.3 لا يسمح بالخرسانة العادية إلا في الحالات (أ) إلى (د):

(أ) العناصر التي تدعمها التربة باستمرار أو يدعمها عناصر إنشائية أخرى قادرة على توفير دعم رأسي مستمر

(ب) العناصر التي يوفر لهم عمل القوس الضغط تحت جميع حالات التحميل (ج) الجدران

(د) القواعد العلوية

## R14—PLAIN CONCRETE

### R14.1—Scope

#### R14 - الخرسانة العادية

##### R14.1—النطاق

R14.1.2 Structural elements, such as cast-in place plain concrete piles and piers in ground or other material sufficiently stiff to provide adequate lateral support to prevent buckling, are not covered by the Code. Such elements are covered by the general building code.

1.2 R14 لا يغطي الكود العناصر الإنشائية ، مثل الخوازيق ذات الخرسانة العادية المصبوبة في الموقع والركائز في الأرض أو المواد الصلبة الكافية التي لم تغطي في هذا الكود لتوفير الدعم الجانبي الكافي لمنع الانبعاج. يتم تغطية هذه العناصر بواسطة كود البناء العام.

R14.1.3 Because the strength and structural integrity of structural plain concrete members is based solely on the member size, concrete strength, and other concrete properties, use of structural plain concrete should be limited to members:

(a) That are primarily in a state of compression

(b) That can tolerate random cracks without detriment to their structural integrity

(c) For which ductility is not an essential feature of design  
The tensile strength of concrete can be used in design of structural plain concrete members. Tensile stresses due to restraint from creep, shrinkage, or temperature effects are to be considered to avoid uncontrolled cracks or structural failure. For residential construction within the scope of ACI 332, refer to 1.4.6.

1.3 R14 نظرًا لأن المقاومة والتكامل للعناصر الإنشائية ذات الخرسانة

العادية تعتمد فقط على حجم العناصر ومقاومة الخرسانة والخواص الأخرى للخرسانة، يجب أن يقتصر استخدام الخرسانة العادية الإنشائية على العناصر:

(أ) تكون في المقام الأول في حالة ضغط

(ب) يمكن أن يتسامح مع الشقوق العشوائية دون الإضرار بتكاملها الإنشائي

(ج) المرونة ليست ميزة أساسية للتصميم

يمكن استخدام مقاومة الشد للخرسانة في تصميم عناصر الخرسانة العادية الإنشائية. يجب مراعاة إجهادات الشد الناتجة عن تقييد الزحف أو الانكماش أو تأثيرات درجة الحرارة لتجنب الشقوق الغير مسيطر عليها أو الانهيار الإنشائي . بالنسبة للبناء السكني ضمن مجال ACI 332 ، يرجى الرجوع إلى 1.4.6.

14.1.4 Plain concrete shall be permitted for a structure assigned to Seismic Design Category (SDC) D, E, or F, only in cases (a) and (b):

(a) Footings supporting cast-in-place reinforced concrete or reinforced masonry walls, provided the footings are reinforced longitudinally with at least two continuous reinforcing bars. Bars shall be at least No. 13 and have a total area of not less than 0.002 times the gross crosssectional area of the footing. Continuity of reinforcement shall be provided at corners and intersections.

(b) Foundation elements (i) through (iii) for detached one- and two-family dwellings not exceeding three stories and constructed with stud bearing walls:

(i) Footings supporting walls

(ii) Isolated footings supporting columns or pedestals

(iii) Foundation or basement walls not less than 190 mm. thick and retaining no more than 1.2 m of unbalanced fill.

14.1.4 يتم السماح بالخرسانة العادية للمنشأ المخصص لفئة التصميم الزلزالي (SDC) D أو E أو F ، فقط في الحالات (أ) و (ب):

(أ) أساسات داعمة للخرسانة المسلحة المصبوبة في الموقع أو في الجدران المسلحة ، بشرط أن تكون الأساسات مسلحة طولياً مع سيخين تسليح مستمر على الأقل . يجب أن تكون الاسياخ على الأقل رقم 13 ومساحة إجمالية لا تقل عن 0.002 أضعاف المساحة الإجمالية للمقطع العرضي للأساس . يتم توفير استمرارية التسليح عند الزوايا والتقاطعات .

(ب) عناصر الأساسات (1) من خلال (iii) للمساكن المنفصلة المكونة من عائلة واحدة أو اثنتين والتي لا تزيد عن ثلاث طوابق والمبنية بركائز جدران تحميل:

(i) أساسات لتدعيم الجدران

(ii) أساسات منفصلة لتدعيم الأعمدة والقواعد العلوية

(iii) الأساس أو قاعدة الجدران لا تقل عن 190 mm . سمكية ولا تحتفظ بأكثر من 1.2 m من الردم الغير متوازن.

14.1.5 Plain concrete shall not be permitted for columns and pile caps.

14.1.5 لا يسمح بالخرسانة العادية للأعمدة وتاج الخوازيق.

R14.1.5 Because plain concrete lacks the necessary ductility that columns should possess, and because a random crack in an unreinforced column will most likely endanger its structural integrity, the Code does not permit use of plain concrete for columns. It does allow its use for pedestals limited to a ratio of unsupported height to least lateral dimension of 3 or less (refer to 14.1.3(d) and 14.3.3).

R14.1.5 لأن الخرسانة العادية تفتقر إلى الليونة اللازمة التي يجب أن تمتلكها الأعمدة ، ولأن التشقق العشوائي في العمود الغير مسلح من المحتمل أن يعرض التكامل الإنشائي للخطر ، فإن الكود لا يسمح باستخدام الخرسانة العادية للأعمدة . إنه يسمح باستخدامها في القواعد العلوية المحددة بنسبة من الارتفاع الغير مدعوم إلى البعد الجانبي الأقل 3 أو أقل) راجع 14.1.3 (d) و 14.3.3).

**14.2—General**

**14.2.1 Materials**

**14.2 عام**  
**14.2.1 المواد**

14.2.1.1 Design properties for concrete shall be selected to be in accordance with Chapter 19.

**14.2.1.1 يجب اختيار خصائص التصميم للخرسانة وفقاً للفصل 19.**

14.2.1.2 Steel reinforcement, if required, shall be selected to be in accordance with Chapter 20.

**14.2.1.2 يتم اختيار حديد التسليح ، إذا لزم الأمر ، ليتطابق مع الفصل 20.**

14.2.1.3 Materials, design, and detailing requirements for embedments in concrete shall be in accordance with 20.6.

**14.2.1.3 يجب أن تكون المواد والتصميم والتفاصيل لمتطلبات الغرز في الخرسانة وفقاً لـ 20.6.**

**14.2.2 Connection to other members**

**14.2.2 الاتصال بالعناصر الأخرى**

14.2.2.1 Tension shall not be transmitted through outside edges, construction joints, contraction joints, or isolation joints of an individual plain concrete element.

**14.2.2.1 لا ينتقل الشد من خلال أطراف خارجية أو فواصل البناء أو فواصل الانكماش أو فواصل العزل لعنصر خرساني عادي مستقل.**

14.2.2.2 Walls shall be braced against lateral translation.

**14.2.2.2 يجب تدعيم الجدران ضد الانتقال الجانبي.**

**R14.2—General**

**R14.2 عام**

**R14.2.2 Connection to other members**

**R14.2.2 الاتصال بالعناصر الأخرى**

R14.2.2.2 Provisions for plain concrete walls are applicable only for walls laterally supported in such a manner as to prohibit relative lateral displacement at top and bottom of individual wall elements. The Code does not cover walls without horizontal support to prohibit relative displacement at top and bottom of wall elements. Such laterally unsupported walls are to be designed as reinforced concrete members in accordance with the Code.

**R14.2.2.2 لا تنطبق الأحكام الخاصة بالجدران الخرسانية العادية إلا على الجدران المدعمة جانبيًا بطريقة تمنع الإزاحة الجانبية النسبية في أعلى وأسفل عناصر الجدار المستقلة. لا يغطي الكود الجدران دون دعم أفقي لمنع الإزاحة النسبية في أعلى وأسفل عناصر الجدار. هذه الجدران الغير مدعومة جانبيًا سيتم تصميمها كعناصر خرسانية مسلحة وفقاً للكود.**

### 14.2.3 Precast

#### 14.2.3 مسبق الصب

14.2.3.1 Design of precast members shall consider all loading conditions from initial fabrication to completion of the structure, including form removal, storage, transportation, and erection.

14.2.3.1 يجب أن يأخذ تصميم العناصر مسبقة الصب في الاعتبار جميع حالات التحميل من التصنيع الأولي حتى الانتهاء من المنشأ ، بما في ذلك إزالة التشكيل ، التخزين ، النقل ، والإنشاء.

14.2.3.2 Precast members shall be connected to transfer lateral forces into a structural system capable of resisting such forces.

14.2.3.2 يجب ربط العناصر مسبقة الصب لنقل القوى الجانبية إلى نظام إنشائي قادر على مقاومة مثل هذه القوى.

### 14.3—Design limits

#### 14.3 - حدود التصميم

#### 14.3.1 Bearing walls

##### 14.3.1 الجدران الحاملة

14.3.1.1 Minimum bearing wall thickness shall be in accordance with Table 14.3.1.1.

14.3.1.1 يجب أن يكون الحد الأدنى لسماكة الجدار الحامل طبقاً للجدول 14.3.1.1.

Table 14.3.1.1—Minimum thickness of bearing walls  
الجدول 14.3.1.1 - الحد الأدنى لسماك الجدار الحامل

Wall type	Minimum thickness	
General	Greater of:	140 mm
		1/24 the lesser of unsupported length and unsupported height
Exterior basement		190 mm
Foundation		190 mm

R14.2.3 Precast—Precast structural plain concrete members are considered subject to all limitations and provisions for cast-in-place concrete contained in this chapter. The approach to contraction or isolation joints is expected to be somewhat different than for cast-in-place concrete because the major portion of shrinkage in precast members occurs prior to erection. To ensure stability, precast members should be connected to other members. The connection should transfer no tension.

R14.2.3 مسبق الصب - يُعتبر عناصر الخرسانة العادية الإنشائية مسبقة الصب خاضعة لجميع القيود وأحكام الخرسانة المصبوبة في الموقع المحتوية في هذا الفصل. من المتوقع أن يكون أسلوب التقاء فواصل الانكماش والعزل مختلفاً بعض الشيء عن الخرسانة المصبوبة في الموقع لأن الجزء الرئيسي من الانكماش في العناصر مسبقة الصب يحدث قبل التشييد. لضمان الاستقرار ، يجب أن تكون عناصر مسبقة الصب متصلة مع عناصر أخرى. يجب أن يكون الاتصال لا ينقل الشد.

### R14.3—Design limits

#### R14.3 - حدود التصميم

R14.3.1 Bearing walls—Plain concrete walls are commonly used for basement wall construction for residential and light commercial buildings in low or non-seismic areas. Although the Code imposes no absolute maximum height limitation on the use of plain concrete walls, experience with use of plain concrete in relatively minor structures should not be extrapolated to using plain concrete walls in multistory construction and other major structures where differential settlement, wind, earthquake, or other unforeseen loading conditions require the walls to possess some ductility and ability to maintain integrity when cracked. For such conditions, ACI Committee 318 strongly encourages the use of walls designed in accordance with Chapter 11.

R14.3.1 الجدران الحاملة - تستخدم عادة الجدران الخرسانية العادية لبناء الجدار الساند للمباني السكنية والتجارية العالية في المناطق المنخفضة أو غير الزلزالية. على الرغم من أن الكود لا يفرض حدود قصوى مطلقة على استخدام الجدران الخرسانية العادية ، إلا أن الخبرة في استخدام الخرسانة العادية في منشآت بسيطة نسبياً لا ينبغي أن يتم اكتمالها باستخدام الجدران الخرسانية العادية في البناء متعدد الطوابق والمنشآت الرئيسية الأخرى حيث الهبوط المتفاوت والرياح والزلازل أو أي حالات تحميل غير متوقعة تتطلب جدران لامتلاك بعض اليونة وقدرة على الحفاظ على التكامل الإنشائي عند تشققها. لمثل هذه الحالات ، تشجع لجنة ACI 318 بشدة استخدام الجدران المصممة وفقاً للفصل 11.

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

14.3.2 Footings

14.3.2 الأساسات

14.3.2.1 Footing thickness shall be at least 200 mm.

14.3.2.1 يجب أن يكون سمك الأساس 200 mm على الأقل.

14.3.2.2 Base area of footing shall be determined from unfactored forces and moments transmitted by footing to soil and permissible soil pressure selected through principles of soil mechanics.

14.3.2.2 تحدد مساحة قاعدة الأساس من القوى الغير مصعدة والعزوم المنقولة من الأساس إلى التربة وضغط التربة المسموح به المختار من خلال مبادئ ميكانيكا التربة.

14.3.3 Pedestals

14.3.3 القواعد العلوية

14.3.3.1 Ratio of unsupported height to average least lateral dimension shall not exceed 3.

14.3.3.1 يجب ألا يتجاوز نسبة الارتفاع الغير مدعوم إلى متوسط أقل بعد جانبي 3.

R14.3.2 Footings

R14.3.2 الأساسات

R14.3.2.1 Thickness of plain concrete footings of usual proportions will typically be controlled by flexural strength (extreme fiber stress in tension not greater than  $(0.42)\sqrt{f_c}$ ) rather than shear strength (refer to R14.5.5.1). For footings cast against soil, overall thickness  $h$  used for strength computations is specified in 14.5.1.7.

R14.3.2.1 عادةً ما يتم التحكم في سماكة الخرسانة العادية للأساسات ذات النسب المعتادة من خلال مقاومة الانحناء (إجهاد الألياف القصوى في الشد ليس أكبر من  $(0.42)\sqrt{f_c}$ ) بدلاً من مقاومة القص (راجع R14.5.5.1) بالنسبة للأساسات المصبوبة فوق التربة، يتم تحديد السماكة الكلية  $h$  المستخدمة في حساب المقاومة في 14.5.1.7.

R14.3.3 Pedestals

R14.3.3 القواعد العلوية

R14.3.3.1 The height-thickness limitation for plain concrete pedestals does not apply for portions of pedestals embedded in soil capable of providing lateral restraint.

R14.3.3.3 لا ينطبق الحد الأقصى لسمك الارتفاع في القواعد العلوية ذات الخرسانة العادية على أجزاء من القواعد العلوية المغمورة في التربة القادرة على توفير تقييد جانبي.



#### 14.3.4 Contraction and isolation joints

##### 14.3.4 فواصل الانكماش والعزل

14.3.4.1 Contraction or isolation joints shall be provided to divide structural plain concrete members into flexurally discontinuous elements. The size of each element shall be selected to limit stress caused by restraint to movements from creep, shrinkage, and temperature effects.

14.3.4.1 يتم توفير فواصل الانكماش أو العزل لتقسيم عناصر الخرسانة العادية الإنشائية إلى عناصر منحنية غير مستمرة. يتم اختيار حجم كل عنصر للحد من الإجهاد الناتج عن التقييد للحركات من الزحف، والانكماش، وتأثيرات درجة الحرارة.

14.3.4.2 The number and location of contraction or isolation joints shall be determined considering (a) through (f):

- Influence of climatic conditions
- Selection and proportioning of materials
- Mixing, placing, and curing of concrete
- Degree of restraint to movement
- Stresses due to loads to which an element is subjected
- Construction techniques

14.3.4.2 يحدد عدد ومواقع فواصل الانكماش أو العزل حسب (أ) إلى (و):

- تأثير الظروف المناخية
- اختيار المواد وتناسبها
- خلط الخرسانة ووضعها ومعالجتها
- درجة التقييد للحركة
- الاجهادات بسبب الأحمال التي يتعرض لها عنصر ما
- تقنيات البناء

#### R14.3.4 Contraction and isolation joints

##### R14.3.4 فواصل الانكماش والعزل

R14.3.4.1 Joints in plain concrete construction are an important design consideration. In reinforced concrete, reinforcement is provided to resist the stresses due to restraint of creep, shrinkage, and temperature effects. In plain concrete, joints are the only means of controlling, and thereby relieving, the buildup of such tensile stresses. A plain concrete member should therefore be small enough, or divided into smaller elements by joints, to control the buildup of internal stresses.

R14.3.4.1 تعتبر الفواصل في البناء ذات الخرسانة العادية من الاعتبارات الهامة للتصميم. في الخرسانة المسلحة، يتم توفير التسليح لمقاومة الإجهادات الناجمة عن الزحف، والانكماش، وتأثيرات درجة الحرارة. في الخرسانة العادية، تعتبر الفواصل الوسيلة الوحيدة للتحكم، وبالتالي التخفيف من تراكم مثل إجهادات الشد. لذلك يجب أن يكون العنصر ذو الخرسانة العادية صغيراً بما فيه الكفاية، أو مقسماً إلى عناصر أصغر بواسطة الفواصل، للتحكم في تراكم الاجهادات الداخلية.

The joint may be a contraction joint or isolation joint. A minimum 25 percent reduction of member thickness is typically sufficient for contraction joints to be effective. The jointing should be such that no axial tension or flexural tension can be developed across a joint after cracking, if applicable—a condition referred to as flexural discontinuity. Where random cracking due to creep, shrinkage, and temperature effects will not affect structural integrity and is otherwise acceptable (such as transverse cracks in a continuous wall footing), transverse contraction or isolation joints should not be necessary.

قد يكون الفاصل عبارة عن فاصل انكماش أو عزل. أقل نسبة 25% لتقليل سمك العنصر تكون نموذجاً كافياً لفواصل الانكماش لتكون فعالة. يجب أن يكون المفصل بحيث لا يمكن تطوير أي شد محوري أو عزم انحناء عبر فاصل بعد تشققه، إذا كان ذلك ممكناً - وهي حالة يشار إليها بانقطاع الانحناء. حيث لا يؤثر التشقق العشوائي الناتج عن الزحف، والانكماش، ودرجة الحرارة على التكامل الإنشائي، ويكون مقبولاً بشكل آخر (مثل الشقوق العرضية في أساس متصل للجدار)، أو لا ينبغي أن يكون الانكماش العرضي أو فواصل العزل ضرورياً.

#### 14.4—Required strength

##### 14.4 - المقاومة المطلوبة

##### 14.4.1 General

##### 14.4.1 عام

14.4.1.1 Required strength shall be calculated in accordance with the factored load combinations defined in Chapter 5.

14.4.1.1 تحسب المقاومة المطلوبة وفقاً لتراكيب الاحمال المصعدة المحددة في الفصل 5.

14.4.1.2 Required strength shall be calculated in accordance with the analysis procedures in Chapter 6.

14.4.1.2 تحسب المقاومة المطلوبة وفقاً لإجراءات التحليل الواردة في الفصل 6.

14.4.1.3 No flexural continuity due to tension shall be assumed between adjacent structural plain concrete elements.

14.4.1.3 لا يفترض استمرار الانحناء بسبب الشد بين العناصر الانشائية المجاورة ذات الخرسانة العادية.

#### 14.4.2 Walls

##### 14.4.2 الجدران

14.4.2.1 Walls shall be designed for an eccentricity corresponding to the maximum moment that can accompany the axial load but not less than  $0.10h$ , where  $h$  is the wall thickness.

14.4.2.1 تصمم الجدران من أجل لامركزية تقابل أقصى عزم التي يمكن أن تصاحب الحمل المحوري ولكن لا يقل عن  $0.10h$ ، حيث  $h$  هي سماكة الجدار.

#### 14.4.3 Footings

##### 14.4.3 الاساسات

##### 14.4.3.1 General

##### 14.4.3.1 عام

14.4.3.1.1 For footings supporting circular or regular polygon-shaped concrete columns or pedestals, it shall be permitted to assume a square section of equivalent area for determining critical sections.

14.4.3.1.1 بالنسبة للأساسات التي تدعم الأعمدة أو قواعد علوية خرسانية دائرية أو منتظمة على شكل مضلع، يجب أن يكون لها مقطع مربع من المساحة المكافئة لتحديد المقاطع الحرجة.

#### 14.4.3.2 Factored moment

##### 14.4.3.2 العزم المصعد

14.4.3.2.1 The critical section for  $M_u$  shall be located in accordance with Table 14.4.3.2.1.

14.4.3.2.1 يجب وضع المقطع الحرج لـ  $M_u$  وفقاً للجدول 14.4.3.2.1.

#### R14.4—Required strength

##### R14.4 - المقاومة المطلوبة

##### R14.4.1 General

##### R14.4.1 عام

R14.4.1.1 Plain concrete members are proportioned for adequate strength using factored loads and forces. When the design strength is exceeded, the cross section should be increased or the specified strength of concrete increased, or both, or the member designed as a reinforced concrete member in accordance with the Code. An increase in concrete section may have a detrimental effect; stress due to load will decrease but stresses due to creep, shrinkage, and temperature effects may increase.

R14.4.1.1 تتناسب عناصر الخرسانة العادية مع المقاومة المناسبة باستخدام الأحمال والقوى المصعدة. عندما يتم تجاوز المقاومة التصميمية، يجب زيادة المقطع العرضي أو زيادة المقاومة المحددة للخرسانة، أو كليهما، أو العنصر المصمم كعنصر من الخرسانة المسلحة وفقاً للكود. الزيادة في المقطع الخرساني قد يكون لها تأثير ضار. الإجهاد بسبب الحمل سوف ينقص ولكن الإجهادات الناتجة عن الزحف، والانكماش، ودرجة الحرارة قد تزداد.

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

Table 14.4.3.2.1—Location of critical section for Mu

الجدول 14.4.3.2.1 - موقع المقطع الحرج لـ Mu

Supported member	Location of critical section
Column or pedestal	Face of column or pedestal
Column with steel base plate	Halfway between face of column and edge of steel base plate
Concrete wall	Face of wall
Masonry wall	Halfway between center and face of masonry wall

## 14.4.3.3 Factored one-way shear

## 14.4.3.3 القص المصعد ذو الاتجاه الواحد

14.4.3.3.1 For one-way shear, critical sections shall be located  $h$  from (a) and (b), where  $h$  is the footing thickness.

(a) Location defined in Table 14.4.3.2.1

(b) Face of concentrated loads or reaction areas

14.4.3.3.1 بالنسبة للقص أحادي الاتجاه ، يجب تحديد المقاطع الحرجة  $h$  من (أ) و (ب) ، حيث  $h$  هي سماكة الأساس.  
(أ) الموقع المحدد في الجدول 14.4.3.2.1  
(ب) وجه الأحمال المركزة أو مساحات ردود الأفعال

14.4.3.3.2 Sections between (a) or (b) of 14.4.3.3.1 and the critical section for shear shall be permitted to be designed for  $V_u$  at the critical section for shear.

14.4.3.3.2 يسمح باستخدام المقاطع بين (أ) أو (ب) من 14.4.3.3.1 والمقطع الحرج للقص من أجل  $V_u$  في المقطع الحرج للقص.

## 14.4.3.4 Factored two-way shear

## 14.4.3.4 القص المصعد ذو الاتجاهين

14.4.3.4.1 For two-way shear, critical sections shall be located so that the perimeter  $b_o$  is a minimum but need not be closer than  $h/2$  to (a) through (c):

(a) Location defined in Table 14.4.3.2.1

(b) Face of concentrated loads or reaction areas

(c) Changes in footing thickness

14.4.3.4.1 بالنسبة للقص ذي الاتجاهين ، يجب تحديد المقاطع الحرجة بحيث يكون الحد الخارجي  $b_o$  هو الحد الأدنى ولكن لا يلزم أن يكون أقرب من  $h/2$  إلى (أ) إلى (ب) إلى (ج):  
(أ) الموقع المحدد في الجدول 14.4.3.2.1  
(ب) وجه الأحمال المركزة أو مساحات ردود الأفعال  
(ج) التغيرات في سماكة الأساس

14.4.3.4.2 For square or rectangular columns, concentrated loads, or reaction areas, the critical section for two-way shear shall be permitted to be calculated assuming straight sides.

14.4.3.4.2 بالنسبة للأعمدة المربعة أو المستطيلة و الأحمال المركزة أو مساحات ردود الأفعال ، يُسمح بحساب المقطع الحرج للقص ذو اتجاهين على افتراض جوانب مستقيمة.

## R14.4.3.4 Factored two-way shear

## R14.4.3.4 القص المصعد ذو الاتجاه الواحد

R14.4.3.4.1 The critical section defined in this provision is similar to that defined for reinforced concrete elements in 22.6.4.1, except that for plain concrete, the critical section is based on  $h$  rather than  $d$

R14.4.3.4.1 المقطع الحرج المحدد في هذا الحكم مماثل للتعريف المحدد للعناصر الخرسانية المسلحة في 22.6.4.1 ، باستثناء أنه بالنسبة للخرسانة العادية ، فإن المقطع الحرج يعتمد على  $h$  بدلاً من  $d$

## 14.5—Design strength

### 14.5.1 General

#### 14.5 - المقاومة التصميمية 14.5.1 عام

14.5.1.1 For each applicable factored load combination, design strength at all sections shall satisfy  $\phi S_n \geq U$ , including (a) through (d). Interaction between load effects shall be considered.

14.5.1.1 بالنسبة لكل تركيبة حمولة مصعدة قابلة للتطبيق ، يجب أن تستوفي المقاومة التصميمية في جميع المقاطع " $\phi S_n \geq U$ " ، بما في ذلك (أ) إلى (د). يجب النظر في التفاعل بين تأثيرات الحمولة.

- (a)  $\phi M_n \geq M_u$
- (b)  $\phi P_n \geq P_u$
- (c)  $\phi V_n \geq V_u$
- (d)  $\phi B_n \geq B_u$

14.5.1.2  $\phi$  shall be determined in accordance with 21.2.

14.5.1.2  $\phi$  يجب أن يتم تحديد وفقا لـ 21.2.

14.5.1.3 Tensile strength of concrete shall be permitted to be considered in design.

14.5.1.3 يسمح باستخدام مقاومة الشد للخرسانة في التصميم.

14.5.1.4 Flexure and axial strength calculations shall be based on a linear stress-strain relationship in both tension and compression.

14.5.1.4 يجب أن تستند حسابات مقاومة الانحناء والقوى المحورية إلى علاقة إجهاد -انفعال خطي في كل من الشد والضغط.

14.5.1.5  $\lambda$  for lightweight concrete shall be in accordance with 19.2.4.

14.5.1.5  $\lambda$  للخرسانة خفيفة الوزن يجب أن تكون وفقا لـ 19.2.4.

14.5.1.6 No strength shall be assigned to steel reinforcement.

14.5.1.6 لن يتم تعيين أي مقاومة لحديد التسليح.

## R14.5—Design strength

### R14.5.1 General

#### R14.5 - المقاومة التصميمية R14.5.1 عام

R14.5.1.1 Refer to R9.5.1.1.

R14.5.1.1 الرجوع إلى R9.5.1.1

R14.5.1.2 The strength reduction factor  $\phi$  for plain concrete design is the same for all strength conditions. Because both flexural tensile strength and shear strength for plain concrete depend on the tensile strength characteristics of the concrete, with no reserve strength or ductility possible due to the absence of reinforcement, equal strength reduction factors for both bending and shear are considered appropriate.

R14.5.1.2 معامل تخفيض المقاومة  $\phi$  لتصميم الخرسانة العادية هو نفسه لجميع حالات المقاومة. نظراً لأن كل من مقاومة انحناء الشد ومقاومة القص للخرسانة العادية تعتمد على خصائص مقاومة الشد للخرسانة ، مع عدم وجود مقاومة احتياطية أو مرونة ممكنة بسبب غياب التسليح ، تعتبر معاملات تخفيض المقاومة متساوية لكل من الانحناء والقص مناسبة.

R14.5.1.3 Flexural tension may be considered in design of plain concrete members to resist loads, provided the calculated stress does not exceed the permissible stress, and construction, contraction, or isolation joints are provided to relieve the resulting tensile stresses due to restraint of creep, shrinkage, and temperature effects.

R14.5.1.3 يمكن اعتبار انحناء الشد في تصميم عناصر الخرسانة العادية لمقاومة الأحمال ، بشرط الإجهاد المحسوب لا يتجاوز الإجهاد المسموح به ، كما يتم توفير فواصل البناء أو الاتكماش أو العزل للتخفيف من إجهاد الشد الناتج عن تقييد الزحف ، والاتكماش ، وتأثيرات درجة الحرارة.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

14.5.1.7 When calculating member strength in flexure, combined flexure and axial load, or shear, the entire cross section shall be considered in design, except for concrete cast against soil where overall thickness  $h$  shall be taken as 50 mm. less than the specified thickness.

14.5.1.7 عند حساب مقاومة العنصر للأنحناء ، فإن الانحناء المركب مع الحمل المحوري ، أو القص ، يجب اعتبار المقطع العرضي بأكمله في التصميم ، ما عدا الخرسانة المصبوبة فوق التربة حيث يجب أن يتم أخذ السمك الكلي 50 mm أقل من السماكة المحددة.

14.5.1.8 Unless demonstrated by analysis, horizontal length of wall to be considered effective for resisting each vertical concentrated load shall not exceed center-to-center distance between loads, or bearing width plus four times the wall thickness.

14.5.1.8 ما لم يثبت بالتحليل ، يجب ألا يتجاوز الطول الأفقي للجدار الذي يعتبر فعالاً لمقاومة كل حمولة رأسية مركزة مسافة من المركز إلى المركز بين الأحمال ، أو عرض تحمل زائد أربعة أضعاف سماكة الجدار.

### 14.5.2 Flexure

#### 14.5.2 الانحناء

14.5.2.1  $M_n$  shall be the lesser of Eq. (14.5.2.1a) calculated at the tension face and Eq. (14.5.2.1b) calculated at the compression face:

14.5.2.1 يجب أن يكون  $M_n$  أقل من المعادلة (14.5.2.1a) المحسوبة في وجه الشد والمعادلة (14.5.2.1b) المحسوبة عند وجه الضغط:

$$M_n = 0.42\lambda\sqrt{f'_c}S_m \quad (14.5.2.1a)$$

$$M_n = 0.85f'_cS_m \quad (14.5.2.1b)$$

where  $S_m$  is the corresponding elastic section modulus.

حيث  $SM$  هو معامل مرونة المقطع المقابل.

### 14.5.3 Axial compression

#### 14.5.3 الضغط المحوري

14.5.3.1  $P_n$  shall be calculated by:

14.5.3.1  $P_n$  يتم حسابها بواسطة:

$$P_n = 0.60f'_cA_g \left[ 1 - \left( \frac{\ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (14.5.3.1)$$

R14.5.1.7 The reduced overall thickness  $h$  for concrete cast against earth is to allow for unevenness of excavation and for some contamination of the concrete adjacent to the soil.

R14.5.1.7 انخفاض السماكة الكلية  $h$  للخرسانة المصبوبة على الأرض هو السماح بالتفاوت في الحفر وبعض الخرسانة المجاورة للتربة.

### R14.5.2 Flexure

#### R14.5.2 الانحناء

R14.5.2.1 Equation (14.5.2.1b) may control for nonsymmetrical cross sections.

R14.5.2.1 يسمح للمعادلة (14.5.2.1b) التحكم في المقاطع العرضية الغير متماثلة.

### R14.5.3 Axial compression

#### R14.5.3 الضغط المحوري

R14.5.3.1 Equation (14.5.3.1) is presented to reflect the general range of braced and restrained end conditions encountered in plain concrete elements. The effective length factor was omitted as a modifier of  $\ell_c$ , the vertical distance between supports, because this is conservative for walls with assumed pin supports that are required to be braced against lateral translation as in 14.2.2.2.

R14.5.3.1 تم عرض المعادلة (14.5.3.1) لتعكس المجال العام لحالات التدعيم والتقييد للنهايات التي تتم مواجهتها في عناصر الخرسانة العادية. تم حذف معامل الطول الفعال كمعدل لـ  $\ell_c$  ، والمسافة الرأسية بين الركائز ، لأن هذا يكون مقاوماً لتغيير الجدران ذات ركائز مدببة المفترضة التي تكون مطلوبة لتقييد الإزاحة الجانبية كما في 14.2.2.2.

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

## 14.5.4 Flexure and axial compression

## 14.5.4 الانحناء والضغط المحوري

## R14.5.4 Flexure and axial compression

## R14.5.4 الانحناء والضغط المحوري

14.5.4.1 Unless permitted by 14.5.4.2, member dimensions shall be proportioned to be in accordance with Table 14.5.4.1, where  $M_n$  is calculated in accordance with 14.5.2.1(b) and  $P_n$  is calculated in accordance with 14.5.3.1.

14.5.4.1 ما لم يسمح به 14.5.4.2، يجب أن تتناسب أبعاد العناصر على أن تكون وفقاً للجدول 14.5.4.1، حيث يتم احتساب  $M_n$  وفقاً 14.5.2.1 (ب) ويتم احتساب  $P_n$  وفقاً 14.5.3.1.

Table 14.5.4.1—Combined flexure and axial compression  
الجدول 14.5.4.1 – الانحناء المركب مع الضغط المحوري

Location	Interaction equation	
Tension face	$\frac{M_u}{S_u} - \frac{P_u}{A_g} \leq 0.42\phi\lambda\sqrt{f'_c}$	(a)
Compression face	$\frac{M_u}{\phi M_n} + \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 1.0$	(b)

**14.5.4.2** For walls of solid rectangular cross section where  $M_u \leq P_u(h/6)$ ,  $M_u$  need not be considered in design and  $P_n$  is calculated by

14.5.4.2 للجدران للمقطع العرضي المستطيل المصمت حيث  $M_u \leq P_u(h/6)$  ،  $M_u$  لا تحتاج إلى النظر في التصميم ويتم حساب  $P_n$  بواسطة

$$P_n = 0.45 f'_c A_g \left[ 1 - \left( \frac{\ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (14.5.4.2)$$

**R14.5.4.2** If the resultant load falls within the middle third of the wall thickness, plain concrete walls may be designed using the simplified Eq. (14.5.4.2). Eccentric loads and lateral forces are used to determine the total eccentricity of the factored axial force  $P_u$ . Equation (14.5.4.2) reflects the range of braced and restrained end conditions encountered in wall design. The limitations of 14.2.2.2, 14.3.1.1, and 14.5.1.8 apply whether the wall is proportioned by 14.5.4.1 or by 14.5.4.2

**R14.5.4.2** إذا كان الحمل الناتج يقع في الثلث الأوسط من سمك الجدار ، يمكن تصميم الجدران الخرسانية العادية باستخدام المعادلة المبسطة (14.5.4.2). وتستخدم الأحمال اللامركزية والقوى الجانبية لتحديد الانحراف الكلي للقوة المحورية المصعدة  $P_u$ . وتعكس المعادلة (14.5.4.2) مدى حالات التدعيم والتقييد للنهايات المصادفة في تصميم الجدران. تنطبق قيود 14.2.2.2 و 14.3.1.1 و 14.5.1.8 على ما إذا كان الجدار يتناسب مع 14.5.4.1 أو 14.5.4.2

## 14.5.5 Shear

## R14.5.5 القص

## R14.5.5 Shear

## R14.5.5 القص

**14.5.5.1**  $V_n$  shall be calculated in accordance with Table 14.5.5.1.

14.5.5.1  $V_n$  يحسب وفقاً للجدول 14.5.5.1.

**R14.5.5.1** Proportions of plain concrete members usually are controlled by tensile strength rather than shear strength. Shear stress (as a substitute for principal tensile stress) rarely will control. However, because it is difficult to foresee all possible conditions where shear may have to be investigated, such as shear keys, Committee 318 maintains the investigation of this basic stress condition.

**R14.5.5.1** يتم التحكم في نسب عناصر الخرسانة العادية عادة بواسطة مقاومة الشد بدلاً من مقاومة القص. نادراً ما يتحكم في إجهاد القص (كبديل عن إجهاد الشد الأساسي). ومع ذلك ، ولأنه من الصعب التنبؤ بكل الظروف المحتملة التي قد يتعين فيها التحقيق في القص ، مثل مفاتيح القص ، تحتفظ اللجنة 318 بالتحقيق في حالة الإجهاد الأساسية هذه.



Table 14.5.5.1—Nominal shear strength

الجدول 14.5.5.1 - مقاومة القص الاسمية

Shear action	Nominal shear strength $V_n$	
One-way	$0.11\lambda\sqrt{f'_c}b_o h$	(a)
Two-way	Lesser of:	$0.11\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_o h$ <sup>[1]</sup>
		$0.22\lambda\sqrt{f'_c}b_o h$

[1]  $\beta$  is the ratio of long side to short side of concentrated load or reaction area.

$\beta$  هي نسبة الجانب الطويل إلى الجانب القصير من الحمل المركز أو رد الفعل.

The shear requirements for plain concrete assume an uncracked section. Shear failure in plain concrete will be a diagonal tension failure, occurring when the principal tensile stress near the centroidal axis becomes equal to the tensile strength of the concrete. Because the major portion of the principal tensile stress results from shear, the Code safeguards against tension failure by limiting the permissible shear at the centroidal axis as calculated from the equation for a section of homogeneous material:

تفرض متطلبات القص للخرسانة العادية مقطع غير متشقق . يكون فشل القص في الخرسانة العادية عبارة عن انهيار شد قطري، يحدث عندما يصبح إجهاد الشد الاساسي بالقرب من المحور المركزي يساوي مقاومة الشد للخرسانة. نظراً لأن الجزء الرئيسي من إجهاد الشد الاساسي ناتج عن القص ، فإن الكود يعطي إرشادات الأمان ضد انهيار الشد القطري عن طريق الحد من القص المسموح به في المحور المركزي ، كما يتم حسابه من المعادلة في مقطع المواد المتجانسة:

$$v = VQ/Itb$$

where  $v$  and  $V$  are the shear stress and shear force, respectively, at the section considered;  $Q$  is the statical moment of the area above or below the centroid of the gross section calculated about the centroidal axis;  $I$  is the moment of inertia of the gross section; and  $b$  is the section width where shear stress is being calculated.

حيث  $v$  و  $V$  هما إجهاد القص وقوة القص، على التوالي، في المقطع المعتبر؛  $Q$  هي العزم الثابت للمنطقة فوق أو أسفل مركز المقطع الإجمالي محسوبة حول المحور المركزي؛  $I$  عزم القصور في المقطع الإجمالي. و  $b$  هو عرض المقطع الذي يتم فيه حساب إجهاد القص.

## 14.5.6 Bearing

### 14.5.6 التحميل

14.5.6.1  $B_n$  shall be calculated in accordance with Table 14.5.6.1

14.5.6.1  $B_n$  يحسب وفقاً للجدول 14.5.6.1

Table 14.5.6.1—Nominal bearing strength

جدول 14.5.6.1 - مقاومة التحميل الاسمية

Relative geometric conditions	$B_n$	
Supporting surface is wider on all sides than the loaded area	Lesser of:	$\sqrt{A_2/A_1} (0.85 f'_c A_1)$
		$2(0.85 f'_c A_1)$
Other	$0.85 f'_c A_1$	

## 14.6—Reinforcement detailing

### 14.6 - تفاصيل التسليح

14.6.1 At least two No. 16 bars shall be provided around all window and door openings. Such bars shall extend at least 600 mm. beyond the corners of openings.

14.6.1 يتم توفير سيخين على الأقل رقم 16 حول جميع فتحات النوافذ والأبواب. يجب أن تمتد هذه الاسياخ على الأقل 600 mm خارج زوايا الفتحات.

CHAPTER 15—BEAM-COLUMN AND SLAB COLUMN JOINTS

R15—BEAM-COLUMN AND SLAB-COLUMN JOINTS

الفصل 15 - مفاصل عمود - كمره وعمود - بلاطة

الفصل 15 - مفاصل عمود - كمره وعمود - بلاطة

15.1—Scope

15.1 المجال

15.1.1 This chapter shall apply to the design and detailing of cast-in-place beam-column and slab-column joints.

15.1.1 ينطبق هذا الفصل على تصميم وتفصيل مفاصل عمود - كمره وعمود - بلاطة مصبوبة في الموقع.

R15.1—Scope

A joint is the portion of a structure common to intersecting members, whereas a connection is comprised of a joint and portions of adjoining members. Chapter 15 is focused on design requirements for beam-to-column and slab-to column joints. For structures assigned to Seismic Design Categories (SDC) B through F, joints may be required to withstand several reversals of loading. Chapter 18 provides requirements for earthquake-resistant structures that are applied in addition to the basic requirements for joints in Chapter 15.

R15.1 المجال

المفصل هو جزء من هيكل مشترك للعناصر المتقاطعين ، في حين يتكون الاتصال مركب من مفصل وأجزاء من العناصر المتجاورة. يركز الفصل 15 على متطلبات التصميم مفاصل كمره - عمود وبلاطة - عمود. بالنسبة للمنشآت المخصصة لفئات التصميم الزلزالي B (SDC) حتى F ، قد تكون المفاصل مطلوبة لتحمل العديد من انعكاسات التحميل. يقدم الفصل 18 متطلبات المنشآت المقاومة للزلازل التي يتم تطبيقها بالإضافة إلى المتطلبات الأساسية للمفاصل في الفصل 15.

5.2—General

15.2.1 Beam-column joints shall satisfy the detailing provisions of 15.3 and strength requirements of 15.4.

5.2 - عام  
15.2.1 يجب أن تستوفي مفاصل كمره - عمود أحكام التفاصيل الواردة في 15.3 ومتطلبات المقاومة 15.4.

15.2.2 Beam-column and slab-column joints shall satisfy 15.5 for transfer of column axial force through the floor system.

15.2.2 يجب أن تستوفي مفاصل كمره - عمود ومفاصل بلاطة - عمود 15.5 لنقل القوة المحورية للعمود من خلال نظام السطح .

15.2.3 If gravity load, wind, earthquake, or other lateral forces cause transfer of moment at beam-column joints, the shear resulting from moment transfer shall be considered in the design of the joint.

15.2.3 إذا تسبب الحمل الراسي أو الرياح أو الزلازل أو القوى الجانبية الأخرى في نقل العزم عند مفاصل كمره - عمود ، يجب مراعاة القص الناتج عن نقل العزم في تصميم المفصل.

15.2.4 At corner joints between two members, the effects of closing and opening moments within the joint shall be considered.

15.2.4 عند مفاصل الزاوية بين عنصرين ، يتم مراعاة تأثير عزوم الإغلاق والفتح داخل المفصل.

R15.2—General

Tests of joints with extensions of beams with lengths at least equal to their depths have indicated similar joint shear strengths to those of joints with continuous beams. These findings suggest that extensions of beams and columns, when properly dimensioned and reinforced with longitudinal and transverse bars, provide effective confinement to the joint faces (Meinheit and Jirsa 1981). Extensions that provide beam and column continuity through a joint do not contribute to joint shear force if they do not support externally applied loads. Tests (Hanson and Conner 1967) have shown that beam column joints laterally supported on four sides by beams of approximately equal depth exhibit superior behavior compared to joints without all four faces convened by beams under reversed cyclic loading. Corner joints occur where two non-colinear members transfer moment and terminate at the joint. A roof-level exterior joint is an example of a corner joint between two members, also referred to as a knee joint. Corner joints are vulnerable to flexural failure from either closing or opening moments even if flexural strengths at the joint faces are sufficient. Considering transfer of moment across a diagonal section through a corner joint connecting to a cantilevered member is critical because the moment acting through the joint cannot be redistributed.

Chapter 23 provides requirements for design and detailing of corner joints when using the strut-and-tie method. Klein (2008) provides additional guidance on design of frame corners using the strut-and-tie method. The requirements for transverse reinforcement in corner joints are given in 15.3. ACI 352R provides additional guidance on detailing of joints. For joints in which the beam depth is significantly greater than the column depth a diagonal strut between the joint corners may not be effective. Therefore, the Code requires that joints in which the beam depth exceeds twice the column depth be designed using the strut-and-tie method of Chapter 23.

**15.2.5** If a beam framing into the joint and generating joint shear has depth exceeding twice the column depth, analysis and design of the joint shall be based on the strut-and-tie method in accordance with **Chapter 23** and (a) and (b) shall be satisfied:

- (a) Design joint shear strength determined in accordance with Chapter 23 shall not exceed  $\phi V_n$  calculated in accordance with 15.4.2.  
(b) Detailing provisions of 15.3 shall be satisfied.

**15.2.5** إذا تجاوزت كمرات الأطراف في المفصل وتولد القص عمقًا يتجاوز عمق العمود مرتين ، يجب أن يعتمد تحليل وتصميم المفصل على طريقة الركيزة - شداد وفقًا للفصل 23 و (أ) و (ب) يكون مستوفي: (أ) يجب ألا تتجاوز مقاومة القص التصميمية للمفصل وفقًا للفصل 23  $\phi V_n$  المحسوبة وفقًا للفقرة 15.4.2. (ب) يجب الاستيفاء بأحكام تفصيلية 15.3.

**15.2.6** A column extension assumed to provide continuity through a beam-column joint in the direction of joint shear considered shall satisfy (a) and (b):

- (a) The column extends above the joint at least one column depth,  $h$ , measured in the direction of joint shear considered.  
(b) Longitudinal and transverse reinforcement from the column below the joint is continued through the extension.

**15.2.6** يجب أن يكون امتداد العمود الذي يفترض أنه يوفر الاستمرارية من خلال مفصل كمرات - عمود في اتجاه القص للمفصل بعين الاعتبار (أ) و (ب): (أ) يمتد العمود فوق المفصل بعمق عمود واحد على الأقل ،  $h$  ، يقاس في اتجاه القص للمفصل. (ب) يستمر التسليح الطولي والعرضي من العمود أسفل المفصل من خلال التمديد.

**15.2.7** A beam extension assumed to provide continuity through a beam-column joint in the direction of joint shear considered shall satisfy (a) and (b):

- (a) The beam extends at least one beam depth  $h$  beyond the joint face.  
(b) Longitudinal and transverse reinforcement from the beam on the opposite side of the joint is continued through the extension.

**15.2.7** يجب أن يحقق تمديد الكمرات المفترض لتحقيق الاستمرارية من خلال مفصل كمرات - عمود في اتجاه القص للمفصل المعتمد (أ) و (ب): (أ) تمتد الكمرات لعمق كمرات واحدة على الأقل إلى خارج وجه المفصل. (ب) يستمر التسليح الطولي والعرضي من الكمرات على الجانب المقابل من المفصل من خلال التمديد.

**15.2.8** A beam-column joint shall be considered to be confined for the direction of joint shear considered if two transverse beams satisfying (a), (b), and (c) are provided:

- (a) Width of each transverse beam is at least three-quarters of the width of the column face into which the beam frames  
(b) Transverse beams extend at least one beam depth  $h$  beyond the joint faces  
(c) Transverse beams contain at least two continuous top and bottom bars satisfying 9.6.1.2 and No. 10 or larger stirrups satisfying 9.6.3.4 and 9.7.6.2.2.

**15.2.8** يعتبر مفصل كمرات - عمود محصور في اتجاه القص للمفصل إذا تم توفير كمرات عرضية تستوفي (أ) و (ب) و (ج): (أ) يبلغ عرض كل كمرات عرضية على الأقل ثلاثة أرباع عرض وجه العمود الذي أصبحت إطارات للكمرات (ب) تمتد الكمرات العرضية لعمق كمرات واحدة على الأقل  $h$  خارج أوجه المفصل (ج) تحتوي الكمرات العرضية على سخيخ علوي وسفلي مستمر على الأقل يستوفيان 9.6.1.2 والرقم 10 أو الكانات الأكبر الذي يستوفي 9.6.3.4 و 9.7.6.2.2.

Transfer of bending through joints between slabs and corner or edge columns is covered in **Chapter 8**. In the 2019 Code, classification of beam and column members framing into joint faces was modified to disallow those members contributing to joint shear from those that do not contribute to joint shear but may serve to confine the joint. For a given joint shear direction, lateral confinement is provided by transverse beams while the width of the beams generating joint shear is accounted for through the effective joint width in 15.4.2.4.

These classifications are made for the purpose of establishing nominal joint shear strength in Tables 15.4.2.3 and 18.8.4.3. For beam-column joints with circular columns, the column width and depth may be taken as those of a square section of equivalent area.

#### – R15.2 عام

وقد أشارت اختبارات المفاصل ذات تمديدات الكمرات ذات الأطوال التي تساوي عمقها على الأقل إلى مقاومة القص للمفصل لتلك الموجودة في المفاصل ذات الكمرات المستمرة. تشير هذه النتائج إلى أن تمديدات الكمرات والأعمدة ، عندما يتم قياسها بشكل صحيح وتسلحها باستخدام أسياخ طولية وعرضية ، توفر حصراً فعالاً لوجوه المفصل. (Meinheit and Jirsa 1981) لا تساهم الامتدادات التي توفر استمرارية الكمرات والعمود من خلال مفصل في قوة القص للمفصل إذا لم تدعم الأحمال المطبقة خارجياً. أظهرت الاختبارات (هاتسون وكورنر 1967) أن مفاصل أعمدة الكمرات المدعومة جانبياً على أربعة جوانب بواسطة كمرات ذات عمق متساو تقريباً تظهر سلوكاً فائقاً مقارنة بالمفاصل دون جميع الوجوه الأربعة التي يتم تكوينها بواسطة كمرات تحت تحميل دوري معكوس. تحدث المفاصل الزاوية حيث ينتقل عنصرين ليست على خط واحد للعزم وينتهي عند المفصل. المفصل الخارجي على مستوى السطح هو مثال على مفصل الزاوية بين عنصرين ، ويشير إليه أيضاً باسم مفصل الركبة. تكون مفاصل الزاوية معرضة لانتهيار الانحناء إما من عزوم الإغلاق أو الفتح حتى لو كانت لمقاومة الانحناء عند أوجه المفصل كافية. يعتبر نقل العزم عبر مقطع قطري من خلال مفصل زاوية متصلة بعنصر كابولي أمراً بالغ الأهمية لأنه لا يمكن إعادة توزيع العزم التي تعمل من خلال المفصل. يقدم الفصل 23 متطلبات تصميم وتفصيل مفاصل الزاوية عند استخدام طريقة ركيزة - شداد. يوفر Klein (2008) إرشادات إضافية حول تصميم زوايا الإطار باستخدام طريقة ركيزة - شداد. يتم إعطاء متطلبات التسليح العرضي في مفاصل الزاوية في 15.3. يوفر ACI 352R إرشادات إضافية حول تفاصيل المفاصل. بالنسبة للمفاصل التي يكون فيها عمق الكمرات أكبر بكثير من عمق العمود ، قد لا تكون الركيزة القطرية بين زوايا المفصل فعالة. لذلك ، يتطلب الكود تصميم المفاصل التي يتجاوز فيها عمق الكمرات ضعف عمق العمود باستخدام طريقة ركيزة - شداد في الفصل 23. يتم تغطية نقل الانحناء من خلال المفاصل بين البلاطات والأعمدة الزاوية أو الطرفية في الفصل 8. في كود 2019 ، تم تعديل تصنيف عناصر الكمرات والأعمدة في أوجه المفصل من أجل الاستيلاء على العناصر التي تساهم في القص للمفصل من تلك العناصر التي لا تساهم في القص للمفصل ولكن قد يعمل على حصر المفصل. بالنسبة لاتجاه القص للمفصل ، يتم توفير الحصر الجانبى بواسطة الكمرات العرضية بينما يتم حساب عرض الكمرات التي تولد قص المفصل من خلال عرض المفصل الفعال في 15.4.2.4. يتم إجراء هذه التصنيفات بغرض تحديد مقاومة القص الاسمية للمفصل في الجدولين 15.4.2.3 و 18.8.4.3. بالنسبة لمفاصل كمرات - عمود ذات الأعمدة الدائرية ، يمكن اعتبار عرض وعمق العمود مثلما هو الحال مع المقطع المربع من المنطقة المكافئة.

**15.2.9** For slab-column connections transferring moment, strength and detailing requirements shall be in accordance with applicable provisions in **Chapter 8** and Sections 15.3.2 and 22.6.

**15.2.9** بالنسبة لوصلات بلاطة - عمود، يجب أن تكون متطلبات نقل العزم والمقاومة والتفصيل متوافقة مع الأحكام المعمول بها في الفصل 8 والأقسام 15.3.2 و 22.6.

### 15.3—Detailing of joints

#### 15.3.1 Beam-column joint transverse reinforcement

— 15.3 تفاصيل المفاصل  
15.3.1 التسليح العرضي لمفصل كمر - عمود

**15.3.1.1** Beam-column joints shall satisfy 15.3.1.2 through 15.3.1.4 unless (a) through (c) are satisfied:

- (a) Joint is considered confined by transverse beams in accordance with 15.2.8 for all shear directions considered
- (b) Joint is not part of a designated seismic-force-resisting system
- (c) Joint is not part of a structure assigned to SDC D, E, or F

**15.3.1.1** يجب أن تستوفي مفاصل كمر - عمود 15.3.1.2 حتى 15.3.1.4 ما لم يتم استيفاء (أ) إلى (ج): (أ) يتم اعتبار المفصل محصوراً بواسطة الكمرات العرضية وفقاً لـ 15.2.8 لجميع اتجاهات القص التي تم النظر فيها (ب) المفصل ليس جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية (ج) المفصل ليس جزءاً من منشأ مخصص لـ SDC D أو E أو F

**15.3.1.2** Joint transverse reinforcement shall consist of ties, spirals, or hoops satisfying the requirements of 25.7.2 for ties, 25.7.3 for spirals, and 25.7.4 for hoops.

**15.3.1.2** يجب أن يتكون التسليح العرضي للمفصل من الكانات المستطيلة أو الحلزونية أو الأطواق التي تلبى متطلبات 25.7.2 للكانات المستطيلة و 25.7.3 للحلزونية و 25.7.4 للأطواق.

**15.3.1.3** At least two layers of horizontal transverse reinforcement shall be provided within the depth of the shallowest beam framing into the joint.

**15.3.1.3** يجب توفير طبقتين على الأقل من التسليح الأفقي العرضي في عمق إطار الكمر السطحية في المفصل.

**15.3.1.4** Spacing of joint transverse reinforcement  $s$  shall not exceed 200 mm within the depth of the deepest beam framing into the joint.

**15.3.1.4** يجب ألا يتجاوز تباعد التسليح العرضي للمفاصل 200 مم ضمن عمق أعمق كمر إطار في المفصل.

### R15.3—Detailing of joints

#### R15.3.1 Beam-column joint transverse reinforcement

Tests (Hanson and Connor 1967) have shown that the joint region of a beam-to-column connection in the interior of a building does not require shear reinforcement if the joint is laterally supported on four sides by beams of approximately equal depth. However, joints that are not restrained in this manner, such as at the exterior of a building, require shear reinforcement to prevent deterioration due to shear cracking (ACI 352R). These joints may also require transverse reinforcement to prevent buckling of longitudinal column reinforcement.

#### R15.3 - تفاصيل المفاصل

##### R15.3.1 التسليح العرضي لمفصل كمر - عمود

أظهرت اختبارات (هانسون وكونور 1967) أن منطقة المفصل وصلة كمر - عمود في الجزء الداخلي من المبنى لا تتطلب تسليح القص إذا كان المفصل مدعوماً بشكل جانبي من أربعة جوانب بواسطة كمرات متساوية العمق تقريباً. ومع ذلك، تتطلب المفاصل الغير مقيدة بهذه الطريقة، مثل خارج المبنى، تسليح القص لمنع التدهور بسبب تشقق القص (ACI 352R). قد تتطلب هذه المفاصل أيضاً تسليح عرضي لمنع انبعاج التسليح الطولي للعمود.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

#### 15.3.2 Slab-column joint transverse reinforcement

##### 15.3.2 التسليح العرضي لمفصل بلاطة - عمود

**15.3.2.1** Except where laterally supported on four sides by a slab, column transverse reinforcement shall be continued through a slab-column joint, including column capital, drop panel, and shear cap, in accordance with 25.7.2 for ties, 25.7.3 for spirals, and 25.7.4 for hoops.

**15.3.2.1** باستثناء الحالات التي يتم دعمها جانبياً من أربعة جوانب بواسطة بلاطة ، يستمر التسليح العرضي للعمود من خلال وصلة بلاطة - عمود، بما في ذلك تاج العمود وبلاطة الإسقاط وتاج القص ، وفقاً لـ 25.7.2 للكانات المستطيلة ، 25.7.3 والحلزونية و 25.7.4 للأطواق.

#### 15.3.3 Longitudinal reinforcement

##### 15.3.3 التسليح الطولي

**15.3.3.1** Development of longitudinal reinforcement terminated in the joint or within a column or beam extension, as defined in 15.2.6(a) and 15.2.7(a), shall be in accordance with 25.4.

**15.3.3.1** يجب أن يتم تثبيت التسليح الطولي المنتهي في المفصل أو داخل عمود أو امتداد الكمر ، كما هو مذكور في 15.2.6 (أ) و 15.2.7 (أ) ، وفقاً لـ 25.4.

**15.3.3.2** Longitudinal reinforcement terminated in the joint with a standard hook shall have the hook turned toward mid-depth of the beam or column.

**15.3.3.2** يجب أن يكون التسليح الطولي المنتهي في المفصل بعكفة قياسية بحيث تتحول العكفة إلى منتصف عمق الكمر أو العمود.

#### R15.3.3 Longitudinal reinforcement

##### R15.3.3 التسليح الطولي

**R15.3.3.1** Where bars are continued through an unloaded extension at the opposite face, the bar length within the extension can be considered as part of the development length.

**R15.3.3.1** عندما تستمر الاسياخ من خلال امتداد غير محمل في الوجه المقابل ، يمكن اعتبار طول السيخ داخل الامتداد كجزء من طول التثبيت.



## CODE

### الكود

#### 15.4—Strength requirements for beam-column joints

15.4 - متطلبات المقاومة لمفاصل كمرة - عمود

##### 15.4.1 Required shear strength

##### 15.4.1 مقاومة القص المطلوبة

15.4.1.1 Joint shear force  $V_u$  shall be calculated on a plane at mid-height of the joint using flexural tensile and compressive beam forces and column shear consistent with (a) or (b):

(a) The maximum moment transferred between the beam and column as determined from factored-load analysis for beam-column joints with continuous beams in the direction of joint shear considered  
(b) Beam nominal moment strengths  $M_n$

15.4.1.1 تُحسب قوة القص للمفصل  $V_u$  على مستوى عند منتصف ارتفاع المفصل باستخدام قوى انحناء الشد والضغط للكمرة وقص العمود بما يتوافق مع (أ) أو (ب): (أ) أقصى عزم منقول بين الكمرة والعمود على النحو المحدد من تحليل الحمل المصعد لمفاصل كمرة - عمود مع الكمرات المستمرة في اتجاه القص للمفصل (ب) مقاومة العزم الاسمية للكمرة  $M_n$

##### 15.4.2 Design shear strength

##### 15.4.2 مقاومة القص التصميمية

15.4.2.1 Design shear strength of cast-in-place beam column joints shall satisfy:

15.4.2.1 يجب أن تستوفي مقاومة القص التصميمية لمفاصل كمرة - عمود المصبوبة في الموقع بما يلي:

$$\phi V_n \geq V_u$$

15.4.2.2  $\phi$  shall be in accordance with 21.2.1 for shear.

15.4.2.2 يجب أن تكون  $\phi$  مطابقة لـ 21.2.1.

15.4.2.3  $V_n$  of the joint shall be calculated in accordance with Table 15.4.2.3.

15.4.2.3 يتم حساب  $V_n$  للمفصل وفقاً للجدول 15.4.2.3.

## COMMENTARY

### التعليق

#### R15.4—Strength requirements for beam-column joints

Joint shear strength is evaluated separately in each principal direction of loading in accordance with 15.4.

R15.4 - متطلبات المقاومة لمفاصل كمرة - عمود  
يتم تقييم مقاومة القص للمفصل بشكل منفصل في كل اتجاه رئيسي للتحميل وفقاً لـ 15.4.

##### R15.4.2 Design shear strength

The effective area of the joint,  $A_j$ , is illustrated in Fig. R15.4.2.

In no case is  $A_j$  greater than the column cross-sectional area. A circular column may be considered as having a square section of equal area. The varied levels of shear strength provided by 15.4.2.3 are based on the recommendations of ACI 352R, although it is noted that the ACI 352R definition of effective cross-sectional joint area is sometimes different than  $A_j$ . Values of effective joint width calculated using ACI 352R and ACI 318, however, are the same or similar for many design situations.

##### R15.4.2 مقاومة القص التصميمية

يوضح الشكل R15.4.2 المنطقة الفعالة للمفصل  $A_j$  في أي حال من الأحوال يكون  $A_j$  أكبر من منطقة المقطع العرضي للعمود. يمكن اعتبار العمود الدائري على أنه يحتوي على مقطع مربع من مساحة متساوية. تستند المستويات المختلفة لمقاومة القص التي يوفرها 15.4.2.3 إلى توصيات ACI 352R ، على الرغم من أنه يلاحظ أن تعريف ACI 352R لمساحة المقطع العرضي الفعال للمفصل يكون أحياناً مختلفاً عن  $A_j$ . ومع ذلك ، فإن قيم عرض المفصل الفعال المحسوبة باستخدام ACI 352R و ACI 318 ، هي نفسها أو متشابهة للعديد من حالات التصميم.



Table 15.4.2.3—Nominal joint shear strength  $V_n$   
الجدول 15.4.2.3 – مقاومة القص الاسمية للمفصل  $V_n$

Column	Beam in direction of $V_u$	Confinement by transverse beams according to 15.2.8	$V_n$ , N <sup>[1]</sup>
Continuous or meets 15.2.6	Continuous or meets 15.2.7	Confined	$2.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		Not confined	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Other	Confined	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		Not confined	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Other	Continuous or meets 15.2.7	Confined	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		Not confined	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Other	Confined	$1.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		Not confined	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

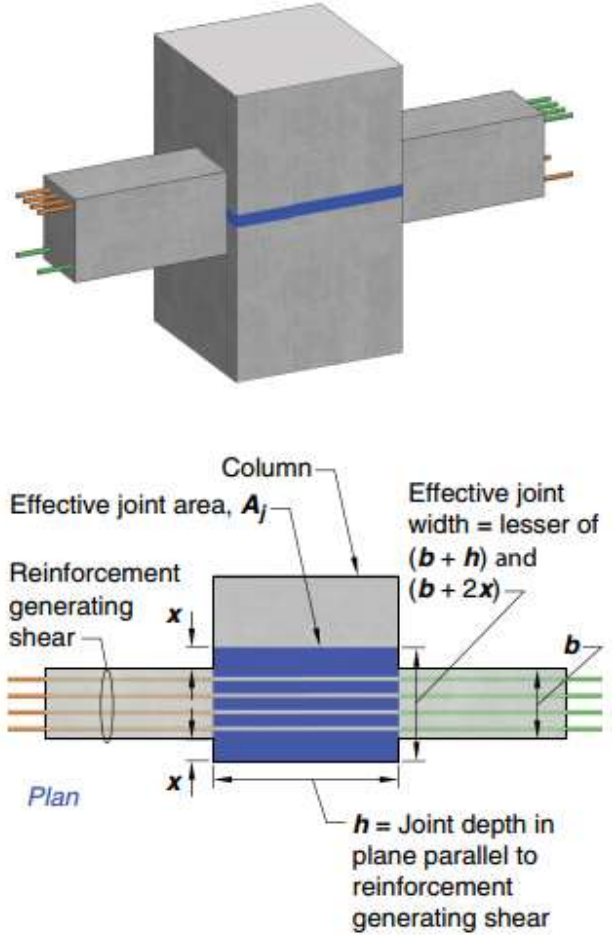
[1]  $\lambda$  shall be 0.75 for lightweight concrete and 1.0 for normalweight concrete.

be [1] يجب أن تكون 0.75 للخرسانة خفيفة الوزن و 1.0 للخرسانة ذات الوزن الطبيعي.

**15.4.2.4** Effective cross-sectional area within a joint,  $A_j$ , shall be calculated as the product of joint depth and effective joint width. Joint depth shall be the overall depth of the column,  $h$ , in the direction of joint shear considered. Effective joint width shall be the overall width of the column where the beam is wider than the column. Where the column is wider than the beam, effective joint width shall not exceed the lesser of (a) and (b):

- Beam width plus joint depth
- Twice the perpendicular distance from longitudinal axis of beam to nearest side face of the column

**15.4.2.4** تحسب مساحة المقطع العرضي الفعال داخل المفصل ،  $A_j$ ، كمنتج لعمق المفصل وعرض المفصل الفعال. يكون عمق المفصل العمق الكلي للعمود ،  $h$ ، في اتجاه القص للمفصل. يجب أن يكون عرض المفصل الفعال هو العرض الإجمالي للعمود حيث تكون الكمرات عرض من العمود. عندما يكون العمود أعرض من الكمرات ، يجب ألا يتجاوز عرض المفصل الفعال أقل من (أ) و (ب): (أ) عرض الكمرات بالإضافة إلى عمق المفصل (ب) مرتين المسافة العمودية من المحور الطولي للكمرات إلى أقرب وجه جانبي للعمود



**Note:** Effective area of joint for forces in each direction of framing is to be considered separately. *Plan x* Column

ملاحظة: يجب النظر بشكل منفصل في المنطقة الفعالة للمفصل للقوى في كل اتجاه من الإطارات. مخطط *x* عمود

Fig. R15.4.2—Effective joint area.

الشكل — R15.4.2 المساحة الفعالة للمفصل.

## CODE

### الكود

#### 15.5—Transfer of column axial force through the floor system

15.5 - نقل القوة المحورية للعمود من خلال نظام السطح

**15.5.1** If  $f'_c$  of a floor system is less than  $0.7f'_c$  of a column, transmission of axial force through the floor system shall be in accordance with (a), (b), or (c):

(a) Concrete of compressive strength specified for the column shall be placed in the floor system at the column location. Column concrete shall extend outward at least 600 mm into the floor system from face of column for the full depth of the floor system and be integrated with floor concrete.

(b) Design strength of a column through a floor system shall be calculated using the lower value of concrete strength with vertical dowels and transverse reinforcement as required to achieve design strength.

(c) For beam-column joints laterally supported on four sides by beams of approximately equal depth that satisfy 15.2.7 and 15.2.8(a) and for slab-column joints supported on four sides by the slab, it shall be permitted to calculate the design strength of the column using an assumed concrete strength in the column joint equal to 75 percent of column concrete strength plus 35 percent of floor system concrete strength, where the value of column concrete strength shall not exceed 2.5 times the floor system concrete strength.

**15.5.1** إذا كان  $f'_c$  لنظام السطح أقل من  $0.7 f'_c$  من العمود ، فإن انتقال القوة المحورية عبر نظام السطح يجب أن يكون وفقاً لـ (أ) أو (ب) أو (ج): (أ) توضع الخرسانة لمقاومة الضغط المحددة للعمود في نظام السطح في موقع العمود. يجب أن تمتد خرسانة العمود إلى الخارج بمقدار 600 مم على الأقل في نظام السطح من وجه العمود للحصول على العمق الكامل لنظام السطح ودمج مع خرسانة السطح (ب) يتم حساب المقاومة التصميمية للعمود من خلال نظام السطح باستخدام القيمة الأقل لمقاومة الخرسانة مع الاشارة الرأسية والتسليح العرضي حسب الحاجة لتحقيق المقاومة التصميمية (ج) بالنسبة لمفاصل كمرات - عمود المدعومة جانبياً من أربعة جوانب بكرات ذات عمق متساوٍ تقريباً يستوفي 15.2.7 و 15.2.8 (أ) مفاصل بلاطة - عمود المدعومة من أربعة جوانب بواسطة البلاطة ، يُسمح بحساب المقاومة التصميمية للعمود باستخدام مقاومة خرسانة مفترضة في مفصل العمود تساوي 75 في المائة من مقاومة خرسانة العمود بالإضافة إلى 35 في المائة من مقاومة خرسانة نظام السطح ، حيث يجب ألا تتجاوز قيمة مقاومة خرسانة العمود 2.5 ضعف مقاومة خرسانة نظام السطح.

## COMMENTARY

### التعليق

#### R15.5—Transfer of column axial force through the floor system

The requirements of this section consider the effect of floor system concrete strength on column axial strength (Bianchini et al. 1960). If floor system concrete strength is less than 70 percent of column concrete strength, methods in 15.5.1(a) or 15.5.1(b) may be applied to corner or edge columns. Methods in 15.5.1(a), (b), or (c) may be applied to interior columns. Application of the concrete placement procedure described in 15.5.1(a) requires the placing of two different concrete mixtures in the floor system. The Code requires that column concrete be placed through the thickness of the floor system and that mixtures be placed and remain plastic such that the two can be vibrated so they are well integrated. Additional inspection may be required for this process. As required in Chapter 26, it is the responsibility of the licensed design professional to indicate on the construction documents where the higher- and lower-strength concretes are to be placed. Research (Ospina and Alexander 1998) has shown that heavily loaded slabs do not provide as much confinement as lightly loaded slabs when ratios of column concrete strength to slab concrete strength exceed approximately 2.5. Consequently, a limit is given in 15.5.1(c) on the ratio of concrete strengths assumed in design. As an alternative to 15.5.1(a) or 15.5.1(c), 15.5.1(b) permits the use of dowel bars and confinement reinforcement to increase the effective compressive strength of concrete in the column core (Paultre and Légeron 2008; Richart et al. 1929).

**R15.5** - نقل القوة المحورية للعمود من خلال نظام السطح  
متطلبات هذا القسم تأخذ بعين الاعتبار تأثير مقاومة خرسانة نظام السطح على المقاومة المحورية للعمود (Bianchini et al. 1960). إذا كانت مقاومة خرسانة نظام السطح أقل من 70 في المائة من مقاومة خرسانة العمود ، فقد يتم تطبيق الطرق في 15.5.1 (أ) أو 15.5.1 (ب) على الأعمدة الركنية أو الطرفية. يمكن تطبيق الطرق في 15.5.1 (أ) أو (ب) أو (ج) على الأعمدة الداخلية. يتطلب تطبيق إجراء وضع الخرسانة الموصوف في 15.5.1 (أ) وضع خلطتين خرسانية مختلفة لنظام السطح. يتطلب الكود وضع خرسانة العمود من خلال سمك نظام السطح ووضع الخلطات والبلاستيك المتبقي بحيث يمكن اهتزاز الاثنين بحيث يتم دمجها جيداً. قد تكون هناك حاجة لمزيد من الاشراف لهذه العملية. كما هو مطلوب في الفصل 26 ، تقع على عاتق محترف التصميم المرخص له أن يشير في وثائق البناء إلى حيث يتم وضع الخرسانة ذات المقاومة العالية والأقل. أظهر البحث (أوسينا وألكسندر 1998) أن البلاطات المحملة بشدة لا توفر قدرًا كبيرًا من الحصر مثل البلاطات خفيفة التحميل عندما تتجاوز نسب مقاومة خرسانة العمود إلى خرسانة البلاطة 2.5 تقريباً. ونتيجة لذلك ، تم تحديد حد في 15.5.1 (ج) على نسبة المقاومة المفترضة للخرسانة في التصميم. كبديل لـ 15.5.1 (أ) أو 15.5.1 (ج) ، يسمح 15.5.1 (ب) باستخدام أسياخ الاشارة وتسليح الحصر لزيادة مقاومة الضغط الفعالة للخرسانة في قلب العمود (Paultre and Légeron 2008) ريشارت وآخرون 1929).

## CODE

### الكود

## CHAPTER 16—CONNECTIONS BETWEEN MEMBERS

### 16.1—Scope

#### الفصل 16 – الوصلات بين العناصر

##### 16.1 المجال

**16.1.1** This chapter shall apply to the design of joints and connections at the intersection of concrete members and for load transfer between concrete surfaces, including (a) through (d):

- (a) Connections of precast members
- (b) Connections between foundations and either cast-in place or precast members
- (c) Horizontal shear strength of composite concrete flexural members
- (d) Brackets and corbels

**16.1.1** ينطبق هذا الفصل على تصميم المفاصل والوصلات عند تقاطع العناصر الخرسانية ونقل الحمولة بين السطوح الخرسانية، بما في ذلك (أ) إلى (د):

- (أ) وصلات العناصر مسبقة الصب
- (ب) الوصلات بين الأساسات والعناصر المصبوبة في الموقع أو مسبقة الصب
- (ج) مقاومة القص الأفقية لعناصر الانحناء الخرسانية المركبة
- (د) الاكشاف والمساند

### 16.2—Connections of precast members

#### 16.2.1 General

##### 16.2 - الوصلات للعناصر مسبقة الصب

##### 16.2.1 عام

**16.2.1.1** Transfer of forces by means of grouted joints, shear keys, bearing, anchors, mechanical connectors, steel reinforcement, reinforced topping, or a combination of these, shall be permitted.

**16.2.1.1** ، يجب أن يسمح بنقل القوى عن طريق الوصلات الجاسنة، أو مفاتيح القص، أو التحميل، أو المسامير ، أو الوصلات الميكانيكية ، أو حديد التسليح ، أو الطبقة العلوية المسلحة ، أو مزيج من هذه.

**16.2.1.2** Adequacy of connections shall be verified by analysis or test.

**16.2.1.2** يجب التحقق من كفاءة الوصلات عن طريق التحليل أو الاختبار.

**16.2.1.3** Connection details that rely solely on friction caused by gravity loads shall not be permitted.

**16.2.1.3** لا يسمح باستخدام تفاصيل الوصلة التي تعتمد فقط على الاحتكاك الناتج عن الأحمال الرأسية.

## COMMENTARY

### التعليق

## R16—CONNECTIONS BETWEEN MEMBERS

### R16 - الوصلات بين العناصر

### R16.2—Connections of precast members

**R16.2.1 General**—Connection details should be arranged to minimize the potential for cracking due to restrained creep, shrinkage, and temperature movements. The Precast/Prestressed Concrete Institute (MNL 123) provides information on recommended connection details for precast concrete structures.

#### R16.2 - الوصلات للعناصر مسبقة الصب

**R16.2.1 عام** - ينبغي ترتيب تفاصيل الوصلات لتقليل احتمال التشقق بسبب الزحف المقيد والانكماش ودرجة الحرارة. يوفر معهد الخرسانة مسبقة الصب / مسبقة الإجهاد (MNL 123) معلومات عن تفاصيل الوصلات الموصى بها للمنشآت الخرسانية مسبقة الصب.

**R16.2.1.1** If two or more connection methods are used to satisfy the requirements for force transfer, their individual load-deformation characteristics should be considered to confirm that the mechanisms work together as intended.

**R16.2.1.1** إذا استخدمت اثنتين أو أكثر للوصلات لتلبية متطلبات نقل القوة ، ينبغي النظر في خصائص تشوه الحمولة الفردية الخاصة بها للتأكد من أن الآليات تعمل معاً على النحو المقصود.

## CODE

### الكود

**16.2.1.4** Connections, and regions of members adjacent to connections, shall be designed to resist forces and accommodate deformations due to all load effects in the precast structural system.

**16.2.1.4** يجب أن تكون الوصلات ، ومناطق العناصر المجاورة للوصلات ، مصممة لمقاومة القوى واستيعاب التشوهات الناجمة عن جميع تأثيرات الحمولة في النظام الانشائي مسبق الصب.

**16.2.1.5** Design of connections shall consider structural effects of restraint of volume change in accordance with 5.3.6.

**16.2.1.5** يجب أن يتم الأخذ في الاعتبار تصميم الوصلات في التأثيرات الانشائية لتقييد تغير الحجم وفقاً لـ 5.3.6.

**16.2.1.6** Design of connections shall consider the effects of tolerances specified for fabrication and erection of precast members.

**16.2.1.6** يجب أن يتم الأخذ في الاعتبار تصميم الوصلات في تأثيرات التفاوتات المحددة لتصنيع وتركيب العناصر مسبق الصب.

**16.2.1.7** Design of a connection with multiple components shall consider the differences in stiffness, strength, and ductility of the components.

**16.2.1.7** يجب أن يتم الأخذ في الاعتبار تصميم الوصلات مع العناصر المتعددة و الاختلافات في الجساءة والمقاومة والليونة للمكونات.

**16.2.1.8** Integrity ties shall be provided in the vertical, longitudinal, and transverse directions and around the perimeter of a structure in accordance with 16.2.4 or 16.2.5.

**16.2.1.8** يجب توفير كانات متكاملة في الاتجاهين الرأسي والطولي والعرضي وحول محيط الهيكل طبقاً لـ 16.2.4 أو 16.2.5.

## COMMENTARY

### التعليق

**R16.2.1.4** The structural behavior of precast members may differ substantially from that of similar members that are cast-in-place. Design of connections to minimize or transmit forces due to shrinkage, creep, temperature change, elastic deformation, differential settlement, wind, and earthquake require particular consideration in precast construction.

**R16.2.1.4** قد يختلف السلوك الانشائي للعناصر مسبقة الصب اختلافاً عن سلوك العناصر المشابهة التي يتم صبها في الموقع. يتطلب تصميم الوصلات لتقليل أو نقل القوى بسبب الانكماش والزحف وتغير درجات الحرارة والتشوه المرن والهبوط المتفاوت والرياح والزلازل اعتباراً خاصاً في البناء مسبق الصب.

**R16.2.1.5** Connections should be designed to either permit the displacements or resist the forces induced by lack of fit, volume changes caused by shrinkage, creep, thermal, and other environmental effects. Connections intended to resist the forces should do so without loss of strength.

**R16.2.1.5** يجب تصميم الوصلات بحيث تسمح بازاحة أو مقاومة القوى التي يحدثها النقص في التغيرات ، وتغيرات الحجم الناتجة عن الانكماش ، والزحف ، والحرارة ، وغيرها من التأثيرات البيئية. يجب أن تقوم الوصلات المستهدفة لمقاومة القوى بذلك دون فقدان المقاومة.

Restraint assumptions should be consistent in all interconnected members. There are also cases in which the intended force may be in one direction, but it may affect the strength of the connection in another. For example, shrinkage-induced longitudinal tension in a precast beam may affect the vertical shear strength on the corbel supporting it.

. ينبغي أن تكون افتراضات التقييد مناسبة في جميع العناصر المترابطة هناك أيضاً حالات تكون فيها المقاومة المقصودة في اتجاه واحد ، ولكنها قد تؤثر على مقاومة الوصلات في اتجاه آخر. على سبيل المثال ، قد يؤثر الشد الطولي الناتج عن الانكماش في كمر مسبق الصب على مقاومة القص العمودية على المسند الذي يدعمها.

**R16.2.1.6** Refer to R26.9.1(a).

**R16.2.1.6** الرجوع إلى R26.9.1(a)

**R16.2.1.8** Appendix B of the *PCI Design Handbook (PCI MNL 120)* provides a review of structural integrity and minimum integrity ties for precast concrete bearing wall structures.

**R16.2.1.8** يوفر الملحق B من دليل تصميم (PCI MNL 120) مراجعة للتكامل الانشائي وأقل ترابط متكامل لهياكل الجدران الخرسانية المحملة مسبق الصب.

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

**16.2.2 Required strength**

**16.2.2.1** Required strength of connections and adjacent regions shall be calculated in accordance with the factored load combinations in **Chapter 5**.

**16.2.2 المقاومة المطلوبة**

**16.2.2.1** تحسب المقاومة المطلوبة للوصلات والمناطق المتجاورة وفقاً لتراكيب الاحمال المصعدة في الفصل 5.

**16.2.2.2** Required strength of connections and adjacent regions shall be calculated in accordance with the analysis procedures in **Chapter 6**.

**16.2.2.2** تحسب المقاومة المطلوبة للوصلات والمناطق المتجاورة وفقاً لإجراءات التحليل الواردة في الفصل 6.

**16.2.2.3** For bearing connections,  $N_{uc}$  shall be (a) or (b), but need not exceed  $N_{uc,max}$ , where  $N_{uc,max}$  is the maximum restraint force that can be transmitted through the load path of a bearing connection multiplied by the load factor used for live loads in combinations with other factored load effects.

(a) For connections not on bearing pads,  $N_{uc}$  shall be calculated simultaneously with  $V_u$  using factored load combinations in accordance with **5.3.6**. The restraint force shall be treated as a live load.

(b) For connections on bearing pads,  $N_{uc}$  shall be 20 percent of the sustained unfactored vertical reaction multiplied by a load factor of 1.6.

**16.2.2.3** بالنسبة لوصلات التحميل ، يجب أن تكون  $N_{uc}$  (أ) أو (ب) ، ولكن لا يجب أن تتجاوز  $N_{uc,max}$  ، كحد أقصى ، حيث  $N_{uc,max}$  هي أقصى قوة تقييد يمكن نقلها من خلال مسار الحمل لوصلة التحميل مضروباً في معامل الحمل المستخدم للأحمال الحية في تراكيب مع تأثيرات الحمل المصعدة. (أ) بالنسبة للوصلات التي لا توجد على وسائد التحميل ، يتم حساب  $N_{uc}$  في نفس الوقت مع  $V_u$  باستخدام تراكيب الحمل المصعد وفقاً لـ **5.3.6**. تعامل قوة التقييد كحمولة حية.

(ب) بالنسبة للوصلات الموجودة على وسائد التحميل ، يجب أن تكون  $N_{uc}$  20 بالمائة من ردة الفعل الراسية المستمرة الغير مصعدة مضروباً في معامل الحمل يبلغ 1.6.

**R16.2.2 Required strength****R16.2.2 المقاومة المطلوبة**

**R16.2.2.3** Bearing connections subjected to sustained loads will experience volume change restraint forces due to the effects of creep, shrinkage, and temperature change. Sustained loads are dead loads and any other permanent loads such as soil loads or equipment loads that may be included with live loads. **Section 5.3.6** prescribes the general consideration for restraint of volume change and differential settlement in combination with other loading but does not define a specific load factor for precast concrete bearing conditions. Load factors are provided with these provisions.  $N_{uc,max}$  provides a capacity-design limit. For mechanical connections, steel-to-steel contact, or other high-friction bearings, the horizontal force is usually due to volume change restraint. Such bearing connections will experience volume change restraint forces due to the effects of creep, shrinkage, and temperature change. Because the magnitude of volume change restraint forces acting on bearing connections cannot usually be determined with a high degree of accuracy, it is required to treat the restraint force  $N_{uc}$  as a live load in **16.2.2.3(a)** when using the factored load combinations of **5.3.6** and multiplied by 1.6 in **16.2.2.3(b)**. Common precast concrete bearing connections use elastomeric pads or other structural bearing media that limit transferred forces by pad deformation or slip. The limiting load of such connections can be taken as 20 percent of the sustained unfactored reaction, as recognized by **16.2.2.3(b)**.

**R16.2.2.3** ستختبر وصلات التحميل المعرضة للأحمال المستمرة قوى تقييد تغيير الحجم بسبب آثار الزحف والانكماش وتغير درجة الحرارة. الأحمال المستمرة هي أحمال ميتة وأي حمولات دائمة أخرى مثل أحمال التربة أو أحمال المعدات التي قد يتم تضمينها مع الأحمال الحية. يصف القسم **5.3.6** الاعتبار العام لتقييد تغيير الحجم والهبوط المتفاوت بالتركيب مع التحميل الآخر ولكنه لا يحدد معامل الحمل المحدد لحالات التحميل للخرسانة مسبقة الصب. يتم توفير معاملات الحمل مع هذه الأحكام. يوفر  $N_{uc,max}$  حداً لتصميم السعة بالنسبة للوصلات الميكانيكية ، أو الاتصال من الفولاذ إلى الفولاذ ، أو غيرها من تحميلات الاحتكاك العالية ، فإن القوة الأفقية عادة ما تكون بسبب تقييد تغيير الحجم. ستختبر وصلات التحميل هذه قوى تقييد تغيير الحجم بسبب تأثيرات الزحف والانكماش وتغير درجة الحرارة. نظراً لأن حجم قوى تقييد تغيير الحجم التي تعمل على وصلات التحميل لا يمكن تحديدها عادة بدرجة عالية من الدقة ، يلزم معالجة قوة التقييد  $N_{uc}$  كحمل حي في **16.2.2.3 (أ)** عند استخدام تراكيب الاحمال المصعدة **5.3.6** وضربه 1.6 في **16.2.2.3 (ب)**. تستخدم وصلات التحميل للخرسانة مسبقة الصب الشائعة وسائد مطاطية أو وسائد تحمل هيكليّة أخرى تحد من القوى المنقولة عن طريق وسائد التشوه أو الانزلاق. يمكن أن يؤخذ الحمل المحدود لمثل هذه الوصلات بنسبة 20 في المائة من ردة الفعل المستمرة الغير مصعدة ، على النحو المعترف به في **16.2.2.3 (ب)**.



**16.2.2.4** If the friction coefficient for a bearing material has been determined by results of tests,  $N_{uc,max}$  shall be permitted to be determined by multiplying the sustained unfactored vertical reaction by the friction coefficient and a load factor of 1.6.

**16.2.2.4** إذا تم تحديد معامل الاحتكاك لمادة التحميل من خلال نتائج الاختبارات ، يُسمح بتحديد  $N_{uc,max}$  عن طريق رد الفعل الراسي المستمر الغير مصعد بواسطة معامل الاحتكاك ومعامل الحمل 1.6.

**R16.2.2.4** Bearings explicitly designed for low friction, such as polytetrafluoroethylene (PTFE)-faced sliding bearings, may reduce volume change restraint forces. If the friction coefficient has been reliably determined for a bearing material considering service conditions such as temperature, aging, and exposure, that information can be used to calculate the maximum restraint force.

**R16.2.2.4** وسائد التحميل المصممة صراحةً للاحتكاك المنخفض ، مثل الوسائد الانزلاقية التي تحتوي على البولي ييتورورو إيثيلين (PTFE) ، قد تقلل من قوى تقييد تغير الحجم. إذا تم تحديد معامل الاحتكاك بشكل موثوق وسادة التحميل مع مراعاة ظروف الخدمة مثل درجة الحرارة والشيخوخة والتعرض ، يمكن استخدام هذه المعلومات لحساب أقصى قوة تقييد.

### 16.2.3 Design strength

**16.2.3.1** For each applicable load combination, design strengths of precast member connections shall satisfy

**16.2.3** المقاومة التصميمية  
**16.2.3.1** بالنسبة لكل تركيبة حمولة مطبقة، يجب أن تستوفي المقاومة التصميمية لوصلات العناصر مسبقة الصب.

$$\phi S_n \geq U \quad (16.2.3.1)$$

**16.2.3.2**  $\phi$  shall be determined in accordance with 21.2.

**16.2.3.2**  $\phi$  يتم تحديدها وفقاً لـ 21.2.

**16.2.3.3** At the contact surface between supported and supporting members, or between a supported or supporting member and an intermediate bearing element, nominal bearing strength for concrete surfaces,  $B_n$ , shall be calculated in accordance with 22.8.  $B_n$  shall be the lesser of the nominal concrete bearing strengths for the supported or supporting member surface, and shall not exceed the strength of intermediate bearing elements, if present.

**16.2.3.3** عند سطح التلامس بين العناصر المدعومة والداعمة، أو بين عنصر مدعوم أو داعم وعنصر التحميل المتوسط، تحسب مقاومة التحميل الاسمية للأسطح الخرسانية،  $B_n$ ، طبقاً لـ 22.8. يجب أن يكون  $B_n$  أقل من مقاومة التحميل الخرسانية الاسمية لسطح العنصر المدعوم أو الداعم، ويجب ألا يتجاوز مقاومة عناصر التحميل المتوسطة، إن وجدت.

**16.2.3.4** If shear is the primary result of imposed loading and shear transfer occurs across a given plane, it shall be permitted to calculate  $V_n$  in accordance with the shear- friction provisions in 22.9.

**16.2.3.4** إذا كان القص هو النتيجة الرئيسية للتحميل المركب ويتم نقل القص عبر مستوى معين، فيسمح بحساب  $V_n$  وفقاً لأحكام احتكاك القص في 22.9.



## CODE

### الكود

#### 16.2.4 Minimum connection strength and integrity tie requirements

16.2.4 أقل متطلبات لمقاومة الوصلة والربط المتكامل

**16.2.4.1** Except where the provisions of 16.2.5 govern, longitudinal and transverse integrity ties shall connect precast members to a lateral-force-resisting system, and vertical integrity ties shall be provided in accordance with 16.2.4.3 to connect adjacent floor and roof levels.

**16.2.4.1** باستثناء الحالات التي تحكم أحكام 16.2.5، يجب وصل الرباطات (الشدادات) الطولية والعرضية المتكاملة بين عناصر مسبقة الصب ونظام مقاومة القوة الجاذبية، ويتم توفير رباطات (شدادات) متكاملة رأسية وفقاً لـ 16.2.4.3 لوصل الأرضية ومستويات الاسقف المتجاورة.

16.2.4.2 Where precast members form floor or roof diaphragms, the connections between the diaphragm and those members being laterally supported by the diaphragm shall have a nominal tensile strength of not less than 4.4 kN per linear m.

**16.2.4.2** في حالة تشكيل عناصر مسبقة الصب للأغشية الانشائية للأرضية أو السقف، يجب أن تكون للوصلات بين الغشاء الانشائي وتلك العناصر المدعومة جانبياً بواسطة الغشاء الانشائي مقاومة شد اسمية لا تقل عن 4.4 kN لكل m طولي.

**16.2.4.3** Vertical integrity ties shall be provided at horizontal joints between all vertical precast structural members, except cladding, and shall satisfy (a) or (b):

**16.2.4.3** يجب توفير شدادات متكاملة رأسية في المفاصل الأفقية بين جميع العناصر الانشائية الرأسية مسبقة الصب، باستثناء التغطية، ويجب أن تستوفي (أ) أو (ب):

(a) Connections between precast columns shall have vertical integrity ties, with a nominal tensile strength of at least  $1.4A_g N$ , where  $A_g$  is the gross area of the column. For columns with a larger cross section than required by consideration of loading, a reduced effective area based on the cross section required shall be permitted. The reduced effective area shall be at least one-half the gross area of the column.

(أ) يجب أن تكون للوصلات بين الأعمدة مسبقة الصب شدادات متكاملة رأسية، مع مقاومة شد اسمية لا تقل عن  $1.5A_g N$ ، حيث تكون  $A_g$  هي المساحة الكلية للعمود. بالنسبة للأعمدة ذات المقطع العرضي الأكبر من المطلوب عند النظر في التحميل، يجب السماح بمساحة فعالة مخفضة بناءً على المقطع العرضي المطلوب. يجب أن تكون المساحة الفعالة المخفضة على الأقل نصف المساحة الكلية للعمود.

## COMMENTARY

### التعليق

#### R16.2.4 Minimum connection strength and integrity tie requirements

R16.2.4 أقل متطلبات لمقاومة الوصلة والربط المتكامل

**R16.2.4.1** It is not intended that these minimum requirements supersede other applicable provisions of the Code for design of precast concrete structures.

The overall integrity of a structure can be substantially enhanced by minor changes in the amount, location, and detailing of member reinforcement and in the detailing of connection hardware. The integrity ties should constitute a complete load path, and load transfers along that load path should be as direct as possible. Eccentricity of the load path, especially within any connection, should be minimized.

**16.2.4.1** ليس من المقصود أن تحل أقل المتطلبات محل الأحكام الأخرى السارية في الكود لتصميم منشآت خرسانية مسبقة الصب. يمكن تسليح التكامل الكلي للمنشأ بشكل كبير من خلال التغييرات الطفيفة في كمية وموقع وتفاصيل التسليح للعناصر وفي تفاصيل أجهزة الوصلات. يجب أن تشكل الشدادات مسار التحميل كامل، ويجب أن تكون عمليات نقل التحميلات على طول مسار التحميل مباشرة قدر الإمكان. يجب أن تكون اللامركزية لمسار التحميل، خاصة في أي وصلة، هو الحد الأدنى.

**R16.2.4.2** The connection between the diaphragm and the member laterally supported by the diaphragm may be direct or indirect. For example, a column may be connected directly to the diaphragm, or it may be connected to a spandrel beam, which is connected to the diaphragm.

**R16.2.4.2** قد تكون الوصلة بين الأغشية الانشائية والعنصر المدعوم جانبياً بواسطة الأغشية الانشائية بشكل مباشر أو غير مباشر. على سبيل المثال، قد يكون أحد الأعمدة متصلاً مباشرة بالغشاء، أو قد يكون متصلاً بكمرة دائرية، متصلة بالغشاء الانشائي.

**R16.2.4.3** Base connections and connections at horizontal joints in precast columns and wall panels, including shear walls, are designed to transfer all design forces and moments. The minimum integrity tie requirements of this provision are not additive to these design requirements. Common practice is to place the wall integrity ties symmetrically about the vertical centerline of the wall panel and within the outer quarters of the panel width, wherever possible

**R16.2.4.3** تم تصميم وصلات القاعدة والوصلات في المفاصل الأفقية في الأعمدة مسبقة الصب وبلاطات الجدار، بما في ذلك جدران القص، لتحويل جميع القوى التصميمية والعزوم. الحد الأدنى لمتطلبات الربط المتكامل لهذا البند ليس مضافاً إلى متطلبات التصميم هذه. وتتمثل التطبيقات الشائعة في وضع شدادات التكامل للجدار بشكل متناظر حول الخط المركزي الراسي لبلاطة الجدار وداخل الأجزاء الخارجية لعرض البلاطة، كلما أمكن ذلك

(b) Connections between precast wall panels shall have at least two vertical integrity ties, with a nominal tensile strength of at least 400 N per tie.

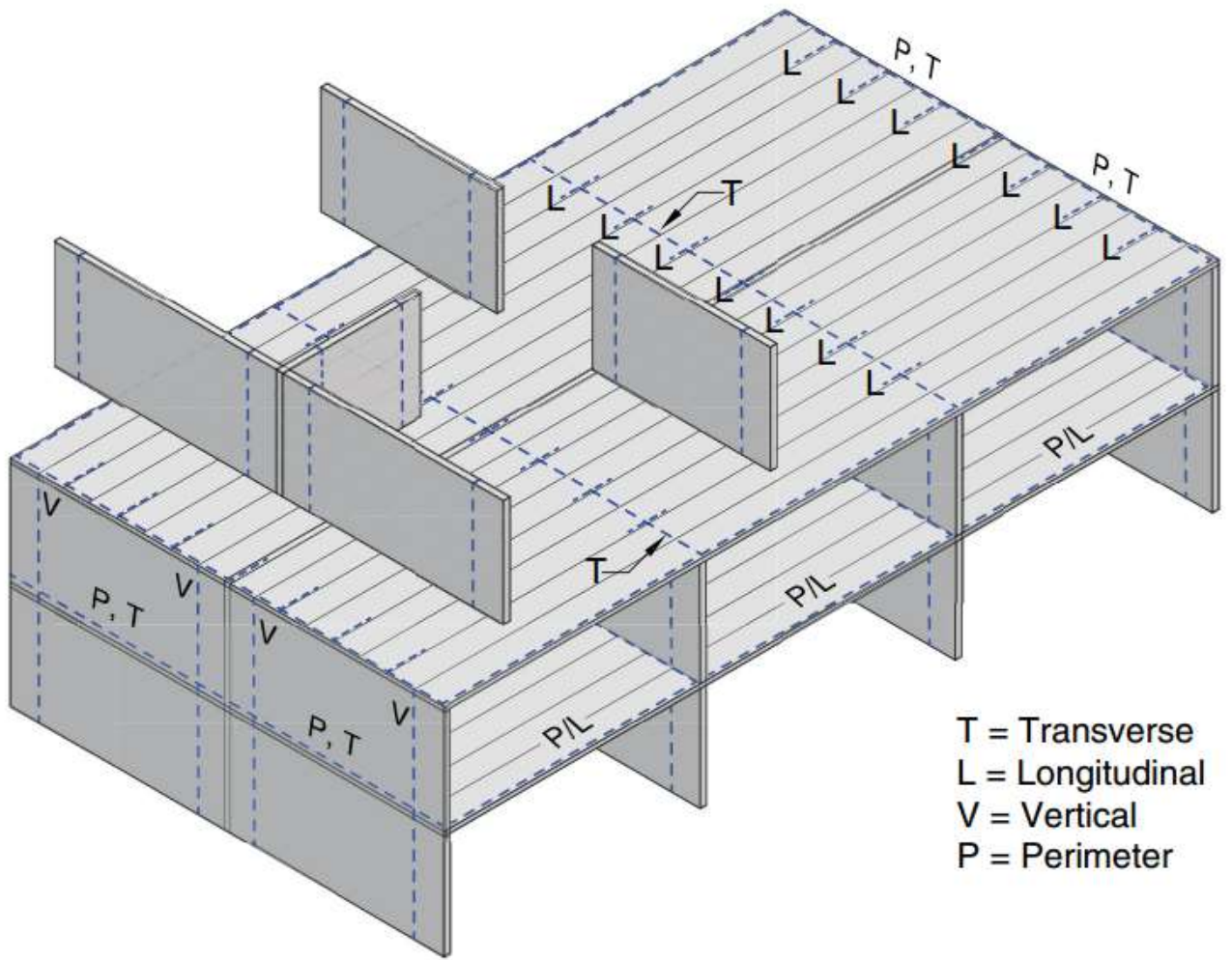
(ب) يجب أن يكون للوصلات بين بلاطات الجدران مسبقة الصب ما لا يقل عن اثنين من الروابط التكاملية الرأسية، مع مقاومة شد اسمية لا تقل عن 400 N لكل شداد.

**16.2.5 Integrity tie requirements for precast concrete bearing wall structures three stories or more in height**

**16.2.5 متطلبات الروابط التكاملية لهياكل جدران التحميل الخرسانية مسبقة الصب بثلاث طوابق أو أكثر في الارتفاع**

**R16.2.5 Integrity tie requirements for precast concrete bearing wall structures three stories or more in height—**Section 16.2.4 gives requirements for integrity ties that apply to all precast concrete structures. The specific requirements in this section apply only to precast concrete bearing wall structures with three or more stories, often called large panel structures. If the requirements of this section conflict with the requirements of 16.2.4, the requirements in this section control. These minimum provisions for structural integrity ties in large panel bearing wall structures are intended to provide catenary hanger support in case of loss of a bearing wall support (Portland Cement Association 1980). Tie requirements calculated for specific load effects may exceed these minimum provisions. The minimum integrity tie requirements are illustrated in Fig. R16.2.5, and are based on PCI's recommendations for design of precast concrete bearing wall buildings (PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings 1976). Integrity tie strength is based on yield strength. The PCI Building Code Committee (1986) provides a recommendation for minimum integrity ties for precast concrete bearing wall buildings.

**R16.2.5 متطلبات الشدادات التكاملية بين هياكل جدران التحميل الخرسانية مسبقة الصب بثلاثة طوابق أو أكثر في الارتفاع -** يعطي القسم 16.2.4 متطلبات الربط التكاملية التي تنطبق على جميع المنشآت الخرسانية مسبقة الصب. تنطبق المتطلبات المحددة في هذا القسم فقط على هياكل الجدران الحاملة الخرسانية مسبقة الصب مع ثلاثة طوابق أو أكثر ، غالباً ما تسمى هياكل بلاطة كبيرة. إذا تعارضت متطلبات هذا القسم مع متطلبات 16.2.4 ، تتحكم المتطلبات في هذا القسم. المقصود من أقل الأحكام للروابط التكاملية الهيكلية في هياكل الجدران الحاملة للبلاطة الكبيرة ، هو توفير الدعم لسلسلة المعلق في حالة فقدان دعامة الجدار الحامل (اتحاد بورتلاند للأسمنت 1980). قد تتجاوز متطلبات التعادل المحسوبة لتأثيرات حمولة محددة هذه الحدود الدنيا. تم توضيح الحد الأدنى لمتطلبات الربط التكاملية في الشكل رقم R16.2.5 ، وتستند إلى توصيات PCI لتصميم المباني الخرسانية من الجدران الحاملة مسبقة الصب (لجنة PCI المباني الخرسانية من الجدران الحاملة مسبقة الصب 1976). تعتمد مقاومة الشدات التكاملية على مقاومة الخضوع. تقدم لجنة كود البناء (PCI 1986) توصية بشأن الحد الأدنى للشدات التكاملية للمباني الخرسانية من الجدران الحاملة مسبقة الصب.



**Fig. R16.2.5**—Typical arrangement of integrity ties in large panel structures.

الشكل - R16.2.5 الترتيب النموذجي للربط التكاملي في هياكل البلاطات الكبيرة.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**16.2.5.1** Integrity ties in floor and roof systems shall satisfy (a) through (f):

**16.2.5.1** يجب أن تستوفي الشدادات التكاملية في أنظمة الأرضيات والسقف (أ) خلال (و):

(a) Longitudinal and transverse integrity ties shall be provided in floor and roof systems to provide a nominal tensile strength of at least 22 kN per meter of width or length.

(أ) يجب توفير شدادات تكاملية طولية وعرضية في أنظمة الأرضية والسقف لتوفير مقاومة شد اسمية لا تقل عن 22 kN لكل m من العرض أو الطول.

(b) Longitudinal and transverse integrity ties shall be provided over interior wall supports and between the floor or roof system and exterior walls.

(ب) يجب توفير شدادات تكاملية طولية وعرضية على ركائز الجدران الداخلية وبين نظام الأرضية أو السقف والجدران الخارجية.

(c) Longitudinal and transverse integrity ties shall be positioned in or within 600 mm of the plane of the floor or roof system.

(ج) يجب وضع شدادات تكاملية طولية وعرضية في أو داخل 600 مم من مستوى أو نظام الأرضية أو السقف.

(d) Longitudinal integrity ties shall be oriented parallel to floor or roof slab spans and shall be spaced not greater than 3 m on center. Provisions shall be made to transfer forces around openings.

(د) يجب أن يكون توجه الشدادات التكاملية الطولية بالتوازي مع محور بلاطة الأرضية أو السقف وتتراوح مسافاتهما عن 3 m من المركز. يجب اتخاذ الترتيبات لنقل القوى حول الفتحات.

(e) Transverse integrity ties shall be oriented perpendicular to floor or roof slab spans and shall be spaced not greater than the bearing wall spacing.

(هـ) يجب أن تكون الشدادات التكاملية العرضية موجهة بشكل متعامد مع محور بلاطة الأرضية أو السقف، ويكون التباعد لا يزيد عن التباعد لجدران التحميل.

(f) Integrity ties at the perimeter of each floor and roof, within 1.2 m of the edge, shall provide a nominal tensile strength of at least 71 N.

(و) يجب أن توفر الشدادات التكاملية في محيط كل طابق وسقف، على بعد 1.2 m من الحافة، مقاومة شد اسمية لا تقل عن 71 N.

**16.2.5.2** Vertical integrity ties shall satisfy (a) through (c):

(a) Integrity ties shall be provided in all wall panels and shall be continuous over the height of the building.

(b) Integrity ties shall provide a nominal tensile strength of at least 44 kN per horizontal foot of wall.

(c) At least two integrity ties shall be provided in each wall panel.

**16.2.5.2** يجب أن تستوفي الشدادات التكاملية الرأسية من (أ) إلى (ج):

(أ) يجب توفير الشدادات التكاملية في جميع بلاطات الجدران وتكون مستمرة على ارتفاع المبنى.

(ب) يجب أن توفر الشدادات التكاملية مقاومة شد اسمية لا تقل عن 44 kN لكل m أفقي للجدار.

(ج) يجب توفير شدادين متكاملين على الأقل في كل بلاطة جدار.

**R16.2.5.1(a)** Longitudinal integrity ties may project from slabs and be lap spliced, welded, mechanically connected, or embedded in grout joints with sufficient length and cover to develop the required force. Bond length for nonprestressed, bonded prestressing reinforcement, if used, should be sufficient to develop the yield strength (Salmons and McCrate 1977; PCA 1980).

**R16.2.5.1** (أ) يمكن أن تسقط الشدادات التكاملية الطولية من البلاطات وأن تكون مترابطة أو ملحومة أو متصلة ميكانيكياً أو مغمورة في مفاصل التثبيت بكمية وغطاء كافيين لتكوين القوة المطلوبة. يجب أن يكون طول الترابط لتسليح الإجهاد المسبق و الغير مسبق الإجهاد، إذا تم استخدامه، كافياً لتطوير مقاومة الخضوع (Salmons and McCrate 1977; PCA 1980).

**R16.2.5.1(c)** It is not uncommon to have integrity ties positioned in the walls reasonably close to the plane of the floor or roof system.

**R16.2.5.1** (ج) ليس من غير المألوف أن تكون هناك شدادات تكاملية موضوعة في الجدران قريبة بشكل معقول من مستوى نظام السطح أو السقف.

**R16.2.5.1(e)** Transverse integrity ties may be uniformly spaced and either encased in the panels or in a topping, or they may be concentrated at the transverse bearing walls.

**R16.2.5.1 (e •** يمكن أن تكون الشدادات التكاملية العرضية متساوية التباعد وتكون إما مغلقة في البلاطات أو في البلاطة العلوية، أو قد تكون مركزة في الجدران الحاملة العرضية.

**R16.2.5.1(f)** The perimeter integrity tie requirements need not be additive with the longitudinal and transverse integrity tie requirements.

**R16.2.5.1** (و) لا يلزم أن تكون متطلبات الشدادات التكاملية المحيطة مضافة مع متطلبات الشدادات التكاملية الطولية والعرضية.



**16.2.6 Minimum dimensions at bearing connections**

**16.2.6 أقل أبعاد في وصلات التحميل**

**16.2.6.1** Dimensions of bearing connections shall satisfy 16.2.6.2 or 16.2.6.3 unless shown by analysis or test that lesser dimensions will not impair performance.

**16.2.6.1** يجب أن تستوفي أبعاد وصلات التحميل 16.2.6.2 أو 16.2.6.3 ما لم يثبت التحليل أو الاختبار أن الأبعاد الأقل لن تؤثر على الأداء.

**16.2.6.2** For precast slabs, beams, or stemmed members, minimum design dimensions from the face of support to end of precast member in the direction of the span, considering specified tolerances, shall be in accordance with Table 16.2.6.2.

**16.2.6.2** بالنسبة للبلاطات مسبقة الصب، أو الكمرات، أو العناصر التابعة، يجب أن تكون أقل أبعاد تصميمية من وجه الركيزة لنهاية العنصر مسبق الصب في اتجاه البحر، مع الأخذ بعين الاعتبار التفاوتات المحددة، وفقاً للجدول 16.2.6.2.

Table 16.2.6.2—Minimum design dimensions from face of support to end of precast member

الجدول 16.2.6.2- أقل أبعاد تصميمية من وجه الركيزة لنهاية العنصر مسبق الصب

Member type	Minimum distance, mm	
Solid or hollow-core slab	Greater of:	$\ell_n/180$
		50
Beam or stemmed member	Greater of:	$\ell_n/180$
		75

**16.2.6.3** Bearing pads adjacent to unarmored faces shall be set back from the face of the support and the end of the supported member a distance not less than 13 mm, or the chamfer dimension at a chamfered face.

**16.2.6.3** يجب أن توضع وسائد (مساند) التحميل المجاورة للأوجه الغير مغطاة من وجه الركيزة وأن تبلغ نهاية العنصر المدعم مسافة لا تقل عن 13 mm أو بعد الشطف على وجه مشطوف.

**R16.2.6 Minimum dimensions at bearing connections—**

This section differentiates between bearing length and length of the end of a precast member over the support (refer to Fig. R16.2.6). Bearing pads distribute concentrated loads and reactions over the bearing area, and allow limited horizontal and rotational movements for stress relief. To prevent spalling under heavily loaded bearing areas, bearing pads should not extend to the edge of the support unless the edge is armored. Edges can be armored with anchored steel plates or angles. Section 16.5 gives requirements for bearing on brackets or corbels.

**R16.2.6 أقل أبعاد في وصلات التحميل**

يُميز هذا القسم بين الفرق في طول التحميل وطول نهاية العنصر مسبق الصب على الركيزة (راجع الشكل رقم R16.2.6). توزع وسادات (مساند) التحميل الأحمال المركزة وردود الافعال على منطقة التحميل، وتسمح بحركات أفقية ودورانية محدودة لتخفيف الاجهاد. لمنع التشقق تحت مناطق التحميل المحملة بشكل كبير، يجب ألا تمتد وسائد التحميل إلى حافة الركيزة ما لم تكن الحافة مغطاة. يمكن تغطى الحواف باستخدام الواح أو زوايا معدنية مثبتة. القسم 16.5 يعطي متطلبات للتحميل على الاكتاف أو والمساند.

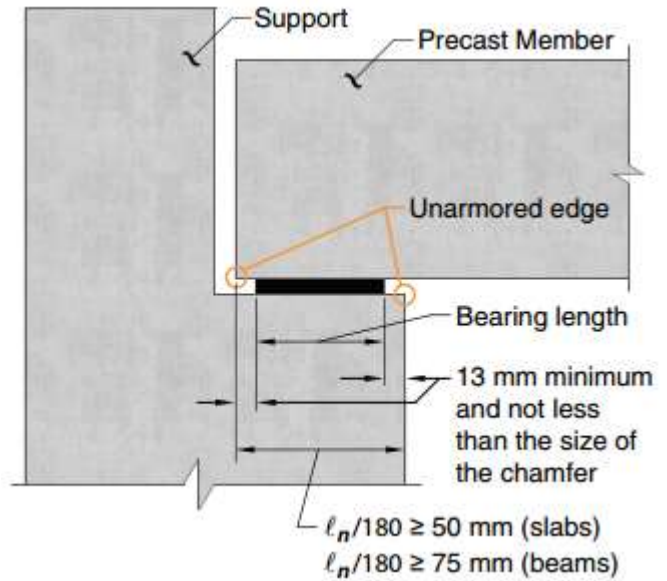


Fig. R16.2.6—Bearing length on support.

الشكل - R16.2.6. طول التحميل على الركيزة.

## 16.3—Connections to foundations

### 16.3.1 General

#### 16.3 – الوصلات للأساسات 16.3.1 عام

**16.3.1.1** Factored forces and moments at base of columns, walls, or pedestals shall be transferred to supporting foundations by bearing on concrete and by reinforcement, dowels, anchor bolts, or mechanical connectors.

**16.3.1.1** يتم نقل القوى المصعدة والعزوم عند قاعدة الأعمدة أو الجدران أو القاعدة العلوية إلى الأساسات الداعمة بواسطة التحميل على الخرسانة وعن طريق التسليح أو الاشاير أو مسامير التثبيت أو الوصلات الميكانيكية.

**16.3.1.2** Reinforcement, dowels, or mechanical connectors between a supported member and foundation shall be designed to transfer (a) and (b):

(a) Compressive forces that exceed the lesser of the concrete bearing strengths of either the supported member or the foundation, calculated in accordance with **22.8**

(b) Any calculated tensile force across the interface

**16.3.1.2** التسليح أو الاشاير أو الوصلات الميكانيكية بين العنصر المدعم والاساس يجب أن تكون مصممة لنقل (أ) و (ب):  
(أ) قوى الضغط التي تتجاوز أقل مقاومة للتحميل في الخرسانة سواء العنصر المدعم أو الأساس، محسوبة وفقاً لـ **22.8**  
(ب) أي قوة شد محسوبة عبر التداخل

**16.3.1.3** At the base of a composite column with a structural steel core, (a) or (b) shall be satisfied:

(a) Base of structural steel section shall be designed to transfer the total factored forces from the entire composite member to the foundation.

**16.3.1.3** في القاعدة لعمود مركب به نواة الفولاذ الانشائي، يجب أن يكون مستوفي (أ) أو (ب):  
(أ) يجب تصميم قاعدة مقطع الفولاذ الانشائي لتحويل القوى الكلية المصعدة من العنصر المركب بالكامل إلى الاساس.

(b) Base of structural steel section shall be designed to transfer the factored forces from the steel core only, and the remainder of the total factored forces shall be transferred to the foundation by compression in the concrete and by reinforcement.

(ب) تصمم القاعدة الفولاذية الانشائية لنقل القوى المصعدة من النواة الفولاذية فقط، وينقل الجزء المتبقي من القوى الكلية المصعدة إلى الاساس عن طريق الضغط في الخرسانة والتسليح.

### 16.3.2 Required strength

**16.3.2.1** Factored forces and moments transferred to foundations shall be calculated in accordance with the factored load combinations in **Chapter 5** and analysis procedures in **Chapter 6**

#### 16.3.2 المقاومة المطلوبة

**16.3.2.1** تحسب القوى المصعدة والعزوم التي يتم نقلها إلى الأساسات وفقاً لتراكيب الاحمال المصعدة في الفصل 5 وإجراءات التحليل في الفصل 6.

## R16.3—Connections to foundations

### R16.3 – الوصلات للأساسات

The requirements of 16.3.1 through 16.3.3 apply to both cast-in-place and precast construction. Additional requirements for cast-in-place construction are given in 16.3.4 and 16.3.5, while additional requirements for precast construction are given in 16.3.6.

تنطبق المتطلبات من 16.3.1 حتى 16.3.3 على كل من البناء المصبوب في الموقع ومسبقة الصب. يتم توفير متطلبات إضافية للبناء المصبوب في الموقع في 16.3.4 و 16.3.5 ، في حين يتم إعطاء متطلبات إضافية للبناء مسبق الصب في 16.3.6.



## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

**16.3.3 Design strength**

**16.3.3.1** Design strengths of connections between columns, walls, or pedestals and foundations shall satisfy Eq. (16.3.3.1) for each applicable load combination. For connections between precast members and foundations, requirements for vertical integrity ties in 16.2.4.3 or 16.2.5.2 shall be satisfied.

**16.3.3 المقاومة التصميمية**

**16.3.3.1** يجب أن تستوفي المقاومة التصميمية للوصلات بين الأعمدة أو الجدران أو القاعدة العلوية والأساسات بالمعادلة (16.3.3.1) لكل تركيبة حمولة قابلة للتطبيق. بالنسبة للوصلات بين العناصر مسبقة الصب والأساسات، يجب الأستيفاء بمتطلبات الشدادات التكاملية الرأسية في 16.2.4.3 أو 16.2.5.2.

$$\phi S_n \geq U \quad (16.3.3.1)$$

where  $S_n$  is the nominal flexural, shear, axial, torsional, or bearing strength of the connection.

حيث  $S_n$  هو مقاومة الانحناء الاسمي، القص، القوة المحورية، الالتواء، أو التحميل للوصلة.

**16.3.3.2**  $\phi$  shall be determined in accordance with 21.2.

**16.3.3.2**  $\phi$  يتم تحديدها وفقاً لـ 21.2.

**16.3.3.3** Combined moment and axial strength of connections shall be calculated in accordance with 22.4.

**16.3.3.3** يحسب العزم المشترك والقوة المحورية للوصلات طبقاً لـ 22.4.

**16.3.3.4** At the contact surface between a supported member and foundation, or between a supported member or foundation and an intermediate bearing element, nominal bearing strength  $B_n$  shall be calculated in accordance with 22.8 for concrete surfaces.  $B_n$  shall be the lesser of the nominal concrete bearing strengths for the supported member or foundation surface, and shall not exceed the strength of intermediate bearing elements, if present.

**16.3.3.4** عند سطح التلامس بين العنصر المدعم والأساس، أو بين العنصر المدعوم أو الأساس وعنصر التحميل المتوسط، تحسب مقاومة التحميل الاسمية  $B_n$  وفقاً لـ 22.8 للأسطح الخرسانية. يجب أن يكون  $B_n$  أقل من مقاومة التحميل الخرسانية الاسمية لسطح العنصر المدعم أو الأساس، ويجب ألا يتجاوز مقاومة عناصر التحميل المتوسطة، إن وجدت.

**16.3.3.5** At the contact surface between supported member and foundation,  $V_n$  shall be calculated in accordance with the shear-friction provisions in 22.9 or by other appropriate means.

**16.3.3.5** عند سطح التلامس بين العنصر المدعم والأساس، يتم حساب  $V_n$  وفقاً لأحكام احتكاك -القص في 22.9 أو بوسائل مناسبة أخرى.

**R16.3.3 Design strength****R16.3.3 المقاومة التصميمية**

**R16.3.3.4** In the common case of a column bearing on a footing, where the area of the footing is larger than the area of the column, the bearing strength should be checked at the base of the column and the top of the footing. In the absence of dowels or column reinforcement that continue into the foundation, the strength of the lower part of the column should be checked using the strength of the concrete alone.

**R16.3.3.4** في الحالة العامة لتحميل عمود على قاعدة، حيث تكون مساحة القاعدة أكبر من مساحة العمود، ينبغي التحقق من مقاومة التحميل عند قاعدة العمود وأعلى القاعدة. في غياب الاشاير أو تسليح العمود التي تستمر في الأساس، يجب فحص مقاومة الجزء السفلي من العمود باستخدام مقاومة الخرسانة وحدها.

**R16.3.3.5** Shear-friction may be used to check for transfer of lateral forces to the supporting pedestal or footing. As an alternative to using shear-friction across a shear plane, shear keys may be used, provided that the reinforcement crossing the joint satisfies 16.3.4.1 for cast-in-place construction or 16.3.6.1 for precast construction. In precast construction, resistance to lateral forces may be provided by mechanical or welded connections.

**R16.3.3.5** يمكن استخدام احتكاك القص للتحقق من نقل القوى الجانبية إلى القاعدة العلوية أو القاعدة الداعمة. كبديل لاستخدام احتكاك القص عبر مستوى القص، يمكن استخدام مفاتيح القص، بشرط أن يكون التسليح الذي يقطع المفصل يستوفي 16.3.4.1 للبناء المصبوب في الموقع أو 16.3.6.1 للبناء مسبق الصب. في البناء مسبق الصب، يمكن توفير المقاومة للقوى الجانبية عن طريق وصلات ميكانيكية أو ملحومة

## CODE

### الكود

**16.3.3.6** At the base of a precast column, pedestal, or wall, anchor bolts and anchors for mechanical connections shall be designed in accordance with **Chapter 17**. Forces developed during erection shall be considered.

**16.3.3.6** في قاعدة عمود مسبق الصب، قاعدة علوية، أو جدار، تصمم مسامير التثبيت والسمامير للوصلات الميكانيكية وفقا للفصل 17. يجب النظر في القوى التي تطورت أثناء التركيب.

**16.3.3.7** At the base of a precast column, pedestal, or wall, mechanical connectors shall be designed to reach their design strength before anchorage failure or failure of surrounding concrete.

**16.3.3.7** عند قاعدة عمود مسبق الصب أو قاعدة علوية أو جدار، تصمم الوصلات الميكانيكية للوصول إلى مقاومة تصميمية قبل انهيار التثبيت أو انهيار الخرسانة المحيطة بها.

**16.3.4** *Minimum reinforcement for connections between cast-in-place members and foundations*

**16.3.4** أقل تسليح للوصلات بين العناصر المصبوبة في الموقع والأساسات

**16.3.4.1** For connections between a cast-in-place column or pedestal and foundation,  $A_s$  crossing the interface shall be at least  $0.005A_g$ , where  $A_g$  is the gross area of the supported member.

**16.3.4.1** بالنسبة للوصلات بين عمود مصبوب في الموقع أو القاعدة العلوية والأساس، يجب أن يكون  $A_s$  عبر التداخل على الأقل  $0.005A_g$ ، حيث  $A_g$  هي المساحة الكلية للعنصر المدعم.

**16.3.4.2** For connections between a cast-in-place wall and foundation, area of vertical reinforcement crossing the interface shall satisfy **11.6.1**.

**16.3.4.2** بالنسبة للوصلات بين جدار مصبوب في الموقع والأساس، يجب أن تستوفي مساحة التسليح الرأسية عبر التداخل وفقا لـ **11.6.1**.

**16.3.5** *Details for connections between cast-in-place members and foundations*

**16.3.5** تفاصيل للوصلات بين العناصر المصبوبة في الموقع والأساسات

**16.3.5.1** At the base of a cast-in-place column, pedestal, or wall, reinforcement required to satisfy 16.3.3 and 16.3.4 shall be provided either by extending longitudinal bars into supporting foundation or by dowels.

**16.3.5.1** في قاعدة عمود مصبوب في الموقع وقاعدة علوية أو جدار، يجب توفير التسليح المطلوب لتلبية 16.3.3 و 16.3.4 إما عن طريق تمديد الاسياخ الطولية إلى الأساس الداعم أو الاشاير.

## COMMENTARY

### التعليق

**R16.3.3.6** Chapter 17 covers anchor design, including seismic design requirements. In precast concrete construction, considerations may control base connection design and need to be considered.

**R16.3.3.6** يتناول الفصل 17 تصميم المسامير، بما في ذلك متطلبات التصميم الزلزالي. في البناء الخرساني مسبق الصب، فإن اعتبارات البناء قد تتحكم في تصميم مفصل القاعدة ويجب أن يتم النظر فيها.

**R16.3.4** *Minimum reinforcement for connections between cast-in-place members and foundation*—The Code requires a minimum amount of reinforcement between all supported and supporting members to ensure ductile behavior. This reinforcement is required to provide a degree of structural integrity during the construction stage and during the life of the structure.

**R16.3.4** أقل تسليح للوصلات بين العناصر المصبوبة في الموقع والأساسات - يتطلب الكود أقل تسليح بين جميع العناصر المدعومة و العناصر الداعمة لضمان السلوك المرن. مطلوب هذا التسليح لتوفير درجة من التكامل الإنشائي خلال مرحلة البناء وأثناء عمر المنشأ.

**R16.3.4.1** The minimum area of reinforcement at the base of a column may be provided by extending the longitudinal bars and anchoring them into the footing or by providing properly anchored dowels.

**R16.3.4.1** يمكن توفير أقل مساحة للتسليح في قاعدة عمود من خلال تمديد الاسياخ الطولية وتثبيتها في القاعدة أو عن طريق توفير اشاير مثبتة بشكل صحيح.

**R16.3.5** *Details for connections between cast-in-place members and foundation*

**R16.3.5** تفاصيل للوصلات بين العناصر المصبوبة في الموقع والأساسات

**16.3.5.2** Where moments are transferred to the foundation, reinforcement, dowels, or mechanical connectors shall satisfy **10.7.5** for splices and, if applicable, **18.13.2.2**.

**16.3.5.2** في حالة نقل العزوم الى الأساسات، يجب أن يستوفي التسليح أو الاشاير أو الوصلات الميكانيكية **10.7.5** للتوصيلات ، وإذا أمكن ، **18.13.2.2**.

**16.3.5.3** If a pinned or rocker connection is used at the base of a cast-in-place column or pedestal, the connection to foundation shall satisfy **16.3.3**.

**16.3.5.3** في حالة استخدام وصلة مثبتة أو صلبة عند قاعدة عمود مصبوب في الموقع أو قاعدة علوية، يجب أن تستوفي الوصلة إلى الأساس وفقاً لـ **16.3.3**.

**16.3.5.4** At footings, compression lap splices of No. 43 and No. 57 bars that are in compression for all factored load combinations shall be permitted in accordance with **25.5.5.3**.

**16.3.5.4** في الاساسات ، يُسمح بتوصيلات التداخل في الضغط للاسياخ رقم 43 و 57 والتي تكون في الضغط لجميع تراكيب الحمل المصعد وفقاً لـ **25.5.5.3**.

**R16.3.5.4** Satisfying **16.3.3.1** might require that each No. 43 or 57 bar be spliced in compression to more than one No. 36 or smaller dowel bar.

**R16.3.5.4** تستوفي **16.3.3.1** قد تتطلب أن يتم في كل سيخ رقم 43 أو 57 في الضغط على أكثر من سيخ رقم 36 أو أصغر من سيخ الاشاير.

#### **16.3.6** Details for connections between precast members and foundation

**16.3.6** تفاصيل للوصلات بين العناصر مسبقة الصب والأساسات

**16.3.6.1** At the base of a precast column, pedestal, or wall, the connection to the foundation shall satisfy **16.2.4.3** or **16.2.5.2**.

**16.3.6.1** في قاعدة عمود مسبق الصب، قاعدة علوية، أو الجدار، يجب أن تستوفي الوصلة إلى الاساسات **16.2.4.3** أو **16.2.5.2**.

**16.3.6.2** If the applicable load combinations of **16.3.3** result in no tension at the base of precast walls, vertical integrity ties required by **16.2.4.3(b)** shall be permitted to be developed into an adequately reinforced concrete slab-on-ground.

**16.3.6.2** إذا كانت تراكيب الاحمال المطبقة من **16.3.3** لا تؤدي إلى أي شد في قاعدة الجدران مسبقة الصب، فإن الشدادات التكاملية الرأسية المطلوبة بموجب **16.2.4.3 (b)** يجب أن يتم تثبيتها لتصبح البلاطة الأرضية الخرسانية مدعمة بشكل كافٍ.

**16.4—Horizontal shear transfer in composite concrete flexural members**

**R16.4—Horizontal shear transfer in composite concrete flexural members**

16.4 - نقل القص الأفقي في عناصر الانحناء الخرسانية المركبة

R16.4 - نقل القص الأفقي في عناصر الانحناء الخرسانية المركبة

**16.4.1 General**

**16.4.1 عام**

**16.4.1.1** In a composite concrete flexural member, full transfer of horizontal shear forces shall be provided at contact surfaces of interconnected elements.

**16.4.1.1** في عنصر الانحناء الخرساني المركب، يجب توفير النقل الكامل لقوى القص الأفقي عند سطح التلامس للعناصر المترابطة.

**16.4.1.2** Where tension exists across any contact surface between interconnected concrete elements, horizontal shear transfer by contact shall be permitted only where transverse reinforcement is provided in accordance with 16.4.6 and 16.4.7.

**16.4.1.2** في حالة وجود شد عبر أي سطح تلامس بين العناصر الخرسانية المترابطة، لا يسمح بنقل القص الأفقي عن طريق الوصلات إلا عندما يتم توفير التسليح العرضي وفقاً لـ 16.4.6 و 16.4.7.

**16.4.1.3** Surface preparation assumed for design shall be specified in the construction documents.

**16.4.1.3** يجب تحديد إعداد السطح المفترض للتصميم في وثائق الإنشاء.

**16.4.2 Required strength**

**16.4.2 المقاومة المطلوبة**

**16.4.2.1** Factored forces transferred along the contact surface in composite concrete flexural members shall be calculated in accordance with the factored load combinations in **Chapter 5**.

**16.4.2.1** تحسب القوى المصعدة المنقولة على طول سطح التلامس في عناصر الانحناء الخرسانية المركبة وفقاً لتراكيب الاحمال المصعدة في الفصل 5.

**16.4.2.2** Required strength shall be calculated in accordance with the analysis procedures in **Chapter 6**.

**16.4.2.2** تحسب المقاومة المطلوبة وفقاً لإجراءات التحليل الواردة في الفصل 6.

**R16.4.1 General**

**R16.4.1 عام**

**R16.4.1.1** Full transfer of horizontal shear forces between segments of composite members can be provided by horizontal shear strength at contact surfaces through interface shear, properly anchored ties, or both.

**R16.4.1.1** يمكن توفير النقل الكامل لقوى القص الأفقي بين أجزاء من العناصر المركبة بواسطة مقاومة القص الأفقية عند السطوح التلامسية من خلال القص البيني ، أو الشدادات المثبتة بشكل صحيح ، أو كليهما.

**R16.4.1.3** Section 26.5.6 requires the licensed design professional to specify the surface preparation in the construction documents.

**R16.4.1.3** يتطلب القسم 26.5.6 أن يقوم أخصائي التصميم المرخص بتحديد إعداد السطح في وثائق التشييد.

### 16.4.3 Design strength

#### 16.4.3 المقاومة التصميمية

16.4.3.1 Design strength for horizontal shear transfer shall satisfy Eq. (16.4.3.1) at all locations along the contact surface in a composite concrete flexural member, unless 16.4.5 is satisfied:

16.4.3.1 يجب أن تحقق المقاومة التصميمية لنقل القص الأفقي المعادلة (16.4.3.1) في جميع المواقع على طول سطح التلامس في عنصر الانحناء الخرساني المركب، ما لم يتم استيفاء 16.4.5:

$$\phi V_{nh} \geq V_u \quad (16.4.3.1)$$

where nominal horizontal shear strength  $V_{nh}$  is calculated in accordance with 16.4.4.

حيث يتم احتساب المقاومة الأفقية للقص الافتراضية  $V_{nh}$  وفقاً لـ 16.4.4.

16.4.3.2  $\phi$  shall be determined in accordance with 21.2.

16.4.3.2  $\phi$  يتم تحديدها وفقاً لـ 21.2.

### 16.4.4 Nominal horizontal shear strength

#### 16.4.4 مقاومة القص الأفقية الاسمية

16.4.4.1 If  $V_u > \phi(3.5b_vd)$ ,  $V_{nh}$  shall be taken as  $V_n$  calculated in accordance with 22.9, where  $b_v$  is the width of the contact surface, and  $d$  is in accordance with 16.4.4.3.

16.4.4.1 إذا كانت  $V_u > \phi(3.5b_vd)$ ، فيتم اعتبار  $V_{nh}$  على أنها  $V_n$  محسوبة وفقاً لـ 22.9، حيث  $b_v$  هي عرض سطح التلامس، و  $d$  تتوافق مع 16.4.4.3.

16.4.4.2 If  $V_u \leq \phi(3.5b_vd)$ ,  $V_{nh}$  shall be calculated in accordance with Table 16.4.4.2, where  $A_{v,min}$  is in accordance with 16.4.6,  $b_v$  is the width of the contact surface, and  $d$  is in accordance with 16.4.4.3.

16.4.4.2 إذا كان  $V_u \leq \phi(3.5b_vd)$ ، فيتم حساب  $V_{nh}$  وفقاً للجدول 16.4.4.2، حيث يكون  $A_{v,min}$  بالتوافق مع 16.4.6،  $b_v$  هو عرض سطح التلامس، و  $d$  يكون متوافقاً مع 16.4.4.3.

### R16.4.4 Nominal horizontal shear strength

#### R16.4.4 مقاومة القص الأفقية الاسمية

R16.4.4.2 The permitted horizontal shear strengths and the requirement of 6 mm. amplitude for intentional roughness are based on tests discussed in Kaar et al. (1960), Saemann and Washa (1964), and Hanson (1960).

R16.4.4.2 تستند مقاومة القص الأفقية المسموح بها ومتطلبات القيمة 6 mm للخشونة المتعمدة على الاختبارات التي نوقشت في Kaar et al. (1960)، و Saemann (1964) و Washa (1960)، و هانسون (1960).

Table 16.4.4.2—Nominal horizontal shear strength

الجدول 16.4.4.2 - مقاومة القص الأفقية الاسمية

Shear transfer reinforcement	Contact surface preparation <sup>[1]</sup>	$V_{nh}$ , N	
$A_v \geq A_{v,min}$	Concrete placed against hardened concrete intentionally roughened to a full amplitude of approximately 6 mm	Lesser of:	$\lambda \left( 1.8 + 0.6 \frac{A_v f_y}{b_s d} \right) b_s d$ (a)
			$3.5 b_s d$ (b)
	Concrete placed against hardened concrete not intentionally roughened		$0.55 b_s d$ (c)
Other cases	Concrete placed against hardened concrete intentionally roughened		$0.55 b_s d$ (d)

[1] Concrete contact surface shall be clean and free of laitance.

[1] يجب أن يكون سطح التلامس الخرساني نظيفاً وخالياً من الأوساخ.



## CODE

### الكود

**16.4.4.3** In Table 16.4.4.2,  $d$  shall be the distance from extreme compression fiber for the entire composite section to the centroid of prestressed and nonprestressed longitudinal tension reinforcement, if any, but need not be taken less than  $0.80h$  for prestressed concrete members.

**16.4.4.3** في الجدول 16.4.4.2، يجب أن تكون  $d$  المسافة من ألياف الضغط القصوى للمقطع المركب بأكمله إلى مركز التسليح الطولي للشد مسبق الإجهاد والغير مسبق الإجهاد، إن وجدت، ولكن لا يلزم أخذ أقل من  $0.80h$  للعناصر الخرسانية مسبقة الإجهاد.

**16.4.4.4** Transverse reinforcement in the previously cast concrete that extends into the cast-in-place concrete and is anchored on both sides of the interface shall be permitted to be included as ties for calculation of  $V_{nh}$ .

**16.4.4.4** يسمح ان يكون التسليح العرضي في الخرسانة مسبقة الصب التي تمتد إلى الخرسانة المصبوبة في الموقع والمثبت على جانبي التداخل كشدادات لحساب  $V_{nh}$ .

**16.4.5 Alternative method for calculating design horizontal shear strength**

**16.4.5** الطريقة البديلة لحساب مقاومة القص الأفقية التصميمية

**16.4.5.1** As an alternative to 16.4.3.1, factored horizontal shear  $V_{nh}$  shall be calculated from the change in flexural compressive or tensile force in any segment of the composite concrete member, and Eq. (16.4.5.1) shall be satisfied at all locations along the contact surface

**16.4.5.1** كبديل لـ 16.4.3.1، يتم حساب القص الأفقي المصعد  $V_{uh}$  من التغير في قوة أنحناء الشد أو الضغط في أي جزء من العنصر الخرساني المركب، والمعادلة (16.4.5.1) يجب أن تكون مستوفية في جميع المواقع على طول سطح التلامس:

$$\phi V_{nh} \geq V_{uh} \quad (16.4.5.1)$$

Nominal horizontal shear strength  $V_{nh}$  shall be calculated in accordance with 16.4.4.1 or 16.4.4.2, where area of contact surface shall be substituted for  $b_d$  and  $V_{nh}$  shall be substituted for  $V_u$ . Provisions shall be made to transfer the change in compressive or tensile force as horizontal shear force across the interface.

يتم حساب مقاومة القص الأفقية الاسمية  $V_{nh}$  وفقاً لـ 16.4.4.1 أو 16.4.4.2، حيث يتم استبدال مساحة سطح التلامس بـ  $b_d$  ويتم استبدال  $V_{uh}$  بـ  $V_u$ . يجب عمل ترتيبات لنقل التغير في قوة الضغط أو الشد كقوة قص أفقية عبر سطح التداخل.

**16.4.5.2** Where shear transfer reinforcement is designed to resist horizontal shear to satisfy Eq. (16.4.5.1), the tie area to tie spacing ratio along the member shall approximately reflect the distribution of interface shear forces in the composite concrete flexural member.

**16.4.5.2** عندما يكون تسليح نقل القص مصمماً لمقاومة القص الأفقي لإرضاء المعادلة (16.4.5.1)، يجب أن تعكس تقريباً مساحة الشد إلى نسبة التباعد للشد على طول العنصر توزيع قوى القص البيئية في عنصر الانحناء الخرساني المركب.

## COMMENTARY

### التعليق

**R16.4.4.3** In composite prestressed concrete members, the depth of the tension reinforcement may vary along the member. The definition of  $d$  used in Chapter 22 for determining the vertical shear strength is also appropriate for determining the horizontal shear strength.

**R16.4.4.3** في العناصر الخرسانية المركبة مسبقة الإجهاد، قد يتفاوت عمق تسليح الشد على طول العنصر. تعريف  $d$  المستخدم في الفصل 22 لتحديد مقاومة القص الراسي مناسب أيضاً لتحديد مقاومة القص الأفقي.

**R16.4.5 Alternative method for calculating design horizontal shear strength**

**R16.4.5** الطريقة البديلة لحساب مقاومة القص الأفقية التصميمية

**R16.4.5.2** The distribution of horizontal shear stresses along the contact surface in a composite member will reflect the distribution of shear along the member. Horizontal shear failure will initiate where the horizontal shear stress is a maximum and will spread to regions of lower stress.

Because the slip at peak horizontal shear resistance is small for a concrete-to-concrete contact surface, longitudinal redistribution of horizontal shear resistance is very limited. Therefore, the spacing of ties along the contact surface should provide horizontal shear resistance distributed approximately the same as the distribution of shear stress along the contact surface.

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

**16.4.5.3** Transverse reinforcement in a previously cast section that extends into the cast-in-place section and is anchored on both sides of the interface shall be permitted to be included as ties for calculation of  $V_{nh}$

**16.4.5.3** يُسمح بأدخال التسليح العرضي في مقطع مسبق الصب يمتد إلى مقطع مصبوب في الموقع ويثبت على جانبي التداخل كروابط لحساب  $V_{nh}$

#### **16.4.6** Minimum reinforcement for horizontal shear Transfer

##### **16.4.6** أقل تسليح لنقل القص الأفقي

**16.4.6.1** Where shear transfer reinforcement is designed to resist horizontal shear,  $A_{v,min}$  shall be the greater of (a) and (b):

**16.4.6.1** عندما يكون تسليح نقل القص مصمماً لمقاومة القص الأفقي  $A_{v,min}$  يجب أن يكون أكبر من (أ) و (ب):

$$(a) 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y}$$

$$(b) 0.35 \frac{b_w s}{f_y}$$

#### **16.4.7** Reinforcement detailing for horizontal shear transfer

##### **16.4.7** تفاصيل التسليح لنقل القص الأفقي

**16.4.7.1** Shear transfer reinforcement shall consist of single bars or wire, multiple leg stirrups, or vertical legs of welded wire reinforcement.

**16.4.7.1** يجب أن يتكون تسليح نقل القص من أسياخ مفردة أو سلك، أو كانات متعددة الساق، أو أرجل رأسية من تسليح الأسلاك الملحومة.

**16.4.7.2** Where shear transfer reinforcement is designed to resist horizontal shear, longitudinal spacing of shear transfer reinforcement shall not exceed the lesser of 60 mm. and four times the least dimension of the supported element.

**16.4.7.2** عندما يكون تسليح نقل القص مصمماً لمقاومة القص الأفقي، يجب ألا يتجاوز التباعد الطولي لتسليح نقل القص أقل من 60 mm وأربعة أضعاف أقل بعد للعنصر المدعم.

**16.4.7.3** Shear transfer reinforcement shall be developed in interconnected elements in accordance with 25.7.1.

**16.4.7.3** يجب تثبيت تسليح نقل القص في العناصر المترابطة وفقاً لـ 25.7.1.

**R16.4.5.2** إن توزيع إجهادات القص الأفقية على طول سطح التلامس في عنصر مركب سيعكس توزيع القص على طول العنصر. سيؤدي انهيار القص الأفقي إلى أقصى إجهاد قص أفقي وسوف ينتشر إلى مناطق ذات إجهاد أقل. نظراً لأن الانزلاق في ذروة مقاومة القص الأفقية صغير لسطح تلامس الخرسانة إلى الخرسانة، فإن إعادة التوزيع الطولي لمقاومة القص الأفقية محدودة للغاية. لذلك، فإن تباعد الشدادات على طول سطح التلامس يجب أن يوفر مقاومة قص أفقية موزعة تقريباً كتوزيع إجهاد القص على طول سطح التلامس.

#### **R16.4.6** Minimum reinforcement for horizontal shear Transfer

##### **R16.4.6** أقل تسليح لنقل القص الأفقي

**R16.4.6.1** The requirements for minimum area of shear transfer reinforcement are based on test data given in Kaar et al. (1960), Saemann and Washa (1964), Hanson (1960), Grossfield and Birnstiel (1962), and Mast (1968).

**R16.4.6.1** تستند متطلبات أقل مساحة لتسليح نقل القص إلى بيانات الاختبار المقدمة في (Washa و Saemann و Kaar et al. (1960)، هانسون (1960)، Grossfield و Birnstiel (1962)، وماست (1968).

#### **R16.4.7** Reinforcement detailing for horizontal shear transfer

##### **R16.4.7** تفاصيل التسليح لنقل القص الأفقي

**R16.4.7.3** Proper anchorage of ties extending across the interface is required to maintain contact along the interface.

**R16.4.7.3** مطلوب تثبيت روابط (شدادات) مناسبة تمتد عبر سطح التداخل للحفاظ على التلامس على طول سطح التداخل.

## 16.5—Brackets and corbels

16.5.1 *General*

## R16.5—Brackets and corbels

## R16.5 - الاكشاف والمساند

## 16.5 - الاكشاف والمساند

## 16.5.1 عام

**R16.5.1** *General*—Brackets and corbels are short cantilevers that tend to act as simple trusses or deep beams, rather than beams, which are designed for shear according to 22.5. The corbel shown in Fig. R16.5.1a and Fig. 16.5.1b may fail by shearing along the interface between the column and the corbel, yielding of the tension tie, crushing or splitting of the compression strut, or localized bearing or shearing failure under the loading plate. These failure modes are illustrated and discussed in Elzanaty et al. (1986).

The method of design addressed in this section has only been validated experimentally for  $a/d \leq 1.0$ . In addition, an upper limit is provided for  $N_{uc}$  because this method of design has only been validated experimentally for  $N_{uc} \leq V_u$ .

**R16.5.1** عام - تعتبر الاكشاف والمساند كوابيل قصيرة تميل إلى التصرف كجملونات بسيطة أو كمرة عميقة ، وليست كمرات ، مصممة للقص بحسب 22.5. قد ينهار المسند المبين في الشكل R16.5.1a والشكل b16.5.1 عن طريق القص على طول السطح البيئي بين العمود والمسند، مما ينتج عنه خضوع رابط الشد ، أو تشقق أو تقسيم ركيزة الضغط، أو التحميل المحلي أو انهيار القص تحت لوحة التحميل. تتضح حالات الانهيار هذه ومناقشتها في (Elzanaty et al. 1986).

تم التحقق من طريقة التصميم التي تم تناولها في هذا القسم فقط تجريبياً لـ  $a/d \leq 1.0$  بالإضافة إلى ذلك ، يتم توفير الحد الأعلى لـ  $N_{uc}$  نظراً لأن طريقة التصميم هذه قد تم إثباتها فقط تجريبياً لـ  $N_{uc} \leq V_u$  .

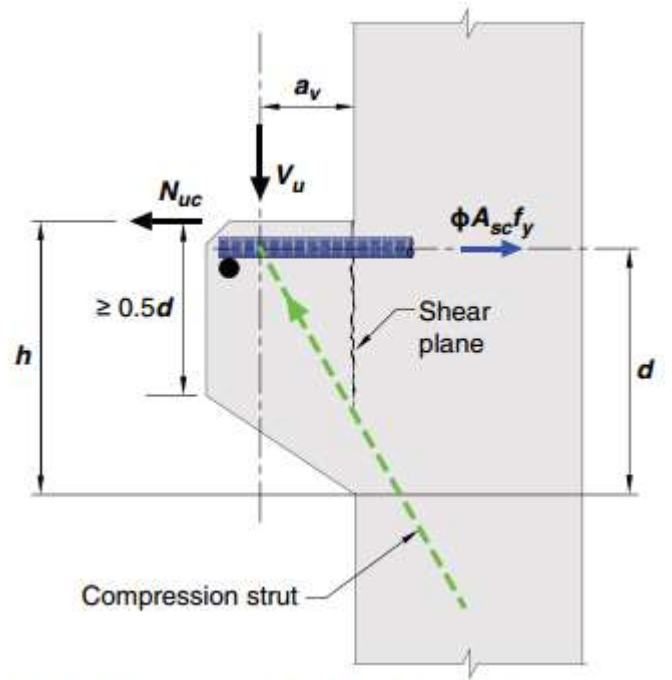


Fig. R16.5.1a—Structural action of a corbel.

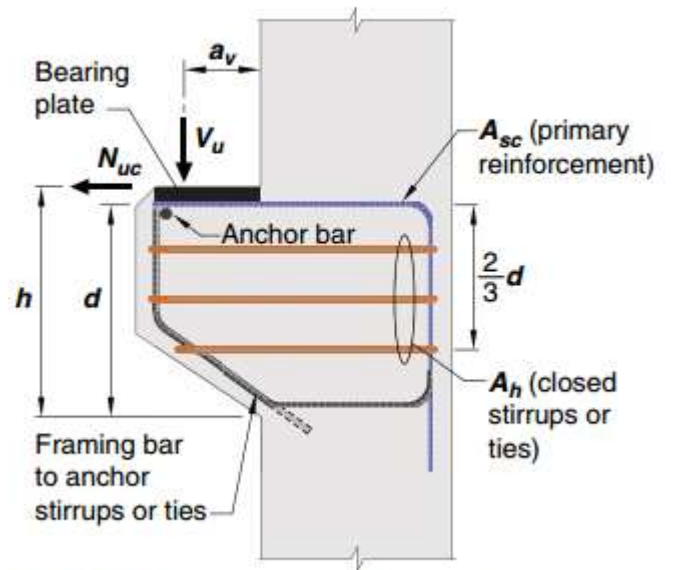


Fig. R16.5.1b—Notation used in Section 16.5.

**16.5.1.1** Brackets and corbels with shear span-to-depth ratio  $a_v/d \leq 1.0$  and with factored horizontal tensile force  $N_{uc} \leq V_u$  shall be permitted to be designed in accordance with 16.5.

**16.5.1.** الاكشاف والمساند مع نسبة طول إلى عمق القص  $a_v/d \leq 1.0$  ومع قوة الشد الأفقية المصعدة يجب السماح بتصميم  $N_{uc} \leq V_u$  وفقاً لـ 16.5.

**R16.5.1.1** Design of brackets and corbels in accordance with Chapter 23 is permitted, regardless of shear span.

**R16.5.1.1** يُسمح بتصميم الاكشاف والمساند وفقاً للفصل 23 ، بصرف النظر عن مسافة القص.

### 16.5.2 Dimensional limits

#### 16.5.2 حدود الأبعاد

16.5.2.1 Effective depth  $d$  for a bracket or corbel shall be calculated at the face of the support.

16.5.2.1 يتم حساب العمق الفعال  $d$  الخاص بالكنتف أو المسند عند وجه الركيزة.

16.5.2.2 Overall depth of bracket or corbel at the outside edge of the bearing area shall be at least  $0.5d$

16.5.2.2 يجب أن يكون العمق الكلي للكنتف أو المسند عند الحافة الخارجية لمساحة التحميل على الأقل  $0.5d$ .

16.5.2.3 No part of the bearing area on a bracket or corbel shall project farther from the face of support than (a) or (b): (a) End of the straight portion of the primary tension reinforcement (b) Interior face of the transverse anchor bar, if one is provided

16.5.2.3 يجب ألا يتخطى أي جزء من مساحة التحميل على كتف أو مسند أبعد من وجه الركيزة عن (أ) أو (ب): (أ) نهاية الجزء المستقيم من التسليح الرئيسي للشد (ب) الوجه الداخلي لسبيخ التثبيت العرضي، إذا تم توفيره

16.5.2.4 For normalweight concrete, the bracket or corbel dimensions shall be selected such that  $V_u/\phi$  shall not exceed the least of (a) through (c):

16.5.2.4 بالنسبة للخرسانة ذات الوزن الطبيعي، يجب اختيار أبعاد الكنتف أو المسند بحيث لا تتجاوز  $V_u/\phi$  أقل من (أ) إلى (ج):

- (a)  $0.2f_c'b_wd$
- (b)  $(3.3 + 0.08f_c')b_wd$
- (c)  $11b_wd$

16.5.2.5 For all-lightweight or sand-lightweight concrete, the bracket or corbel dimensions shall be selected such that  $V_u/\phi$  shall not exceed the lesser of (a) and (b):

16.5.2.5 بالنسبة للخرسانة خفيفة الوزن وخفيفة الوزن للرمل، يجب اختيار أبعاد الكنتف أو المسند بحيث لا تتجاوز  $V_u/\phi$  أقل من (أ) و (ب):

- (a)  $\left(0.2 - 0.07 \frac{a_v}{d}\right) f_c' b_w d$
- (b)  $\left(5.5 - 1.9 \frac{a_v}{d}\right) b_w d$

### R16.5.2 Dimensional limits

#### R16.5.2 حدود الأبعاد

R16.5.2.2 A minimum depth, as shown in Fig. R16.5.1a and R16.5.1b, is required at the outside edge of the bearing area so that a premature failure will not occur due to a major crack propagating from below the bearing area to the sloping face of the corbel or bracket. Failures of this type have been observed (Kriz and Raths 1965) in corbels having depths at the outside edge of the bearing area less than required in 16.5.2.2.

R16.5.2.2 يتطلب الحد الأدنى من العمق، كما هو موضح في الشكل R16.5.1a و R16.5.1b، الحافة الخارجية لمنطقة التحميل بحيث لا يحدث انهيار مبكر بسبب انتشار التشقق الرئيسي من أسفل منطقة التحميل إلى الوجه المائل للكنتف أو المسند. وقد لوحظ انهيار من هذا النوع (Kriz and Raths 1965) في الكنتف أو المسند على الحافة الخارجية لمنطقة التحميل أقل من المطلوب في 16.5.2.2.

R16.5.2.3 The restriction on the location of the bearing area is necessary to ensure development of the specified yield strength of the primary tension reinforcement near the load. If the corbel is designed to resist tensile force  $N_{uc}$ , a bearing plate should be provided and fully anchored to the primary tension reinforcement (Fig. R16.5.1b).

R16.5.2.3 من الضروري فرض قيود على موقع منطقة التحميل لضمان تثبيت مقاومة الخضوع المحددة لتسليح الشد الرئيسي بالقرب من الحمل. إذا تم تصميم المسند لمقاومة قوة الشد  $N_{uc}$ ، فيجب توفير صفيحة تحميل وتثبيت بالكامل على تسليح الشد الرئيسي (الشكل 16.5.1 ب).

R16.5.2.4 These limits impose dimensional restrictions on brackets and corbels necessary to comply with the maximum shear friction strength allowed on the critical section at the face of support.

R16.5.2.4 تضع هذه الحدود قيوداً على الأبعاد على الاكتاف والمساند اللازمة لامتثال أقصى مقاومة احتكاك القص المسموح بها في المقطع الحرج عند وجه الركيزة.

R16.5.2.5 Tests (Mattock et al. 1976a) have shown that the maximum shear friction strength of lightweight concrete brackets and corbels is a function of both  $f_c'$  and  $a/d$ .

R16.5.2.5 أظهرت الاختبارات (Mattock et al. 1976a) أن أقصى مقاومة احتكاك القص للمساند والكتاف الخفيفة الوزن هي دالة لكل من  $f_c'$  و  $a/d$ .

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

**16.5.3 Required strength****16.5.3 المقاومة المطلوبة**

**16.5.3.1** The section at the face of the support shall be designed to resist simultaneously the factored shear  $V_u$ , the factored horizontal tensile force  $N_{uc}$ , and the factored moment  $M_u$ .

**16.5.3.1** يجب تصميم المقطع عند وجه الركيزة بحيث يقاوم في آن واحد القص  $V_u$  ، قوة الشد الأفقية المصعدة  $N_{uc}$  ، والعزم  $M_u$  "المصعد".

**16.5.3.2** Factored restraint force,  $N_{uc}$ , and shear,  $V_u$ , shall be the maximum values calculated in accordance with the factored load combinations in Chapter 5. It shall be permitted to calculate  $N_{uc}$  in accordance with 16.2.2.3 or 16.2.2.4, as appropriate.

**16.5.3.2** يجب أن تكون قوة التقييد المصعدة ،  $N_{uc}$  ، والقص ،  $V_u$  ، هي القيم القصوى المحسوبة وفقاً لتراكيب الحمل المصعد في الفصل 5. يُسمح بحساب  $N_{uc}$  وفقاً لـ 16.2.2.3 أو 16.2.2.4 ، على النحو مناسب.

**16.5.3.3** Required strength shall be calculated in accordance with the analysis procedures in Chapter 6, and the requirements in this section.

**16.5.3.3** تحسب المقاومة المطلوبة وفقاً مع إجراءات التحليل في الفصل 6 ، والمتطلبات الواردة في هذا القسم

**16.5.4 Design strength****16.5.4 المقاومة التصميمية**

**16.5.4.1** Design strength at all sections shall satisfy  $\phi S_n \geq U$ , including (a) through (c). Interaction between load effects shall be considered.

**16.5.4.1** يجب أن تستوفي المقاومة التصميمية في جميع المقاطع  $\phi S_n \geq U$  ، بما في ذلك (أ) إلى (ج). يجب النظر في التفاعل بين تأثيرات الحمولة.

(a)  $\phi N_n \geq N_{uc}$

(b)  $\phi V_n \geq V_u$

(c)  $\phi M_n \geq M_u$

**16.5.4.2**  $\phi$  shall be determined in accordance with 21.2.

**16.5.4.2**  $\phi$  يتم تحديدها وفقاً لـ 21.2.

**16.5.4.3** Nominal tensile strength  $N_n$  provided by  $A_n$  shall be calculated by

**16.5.4.3** مقاومة الشد الاسمية  $N_n$  التي توفرها  $A_n$  تحسب من قبل

$$N_n = A_n f_y \quad (16.5.4.3)$$

**R16.5.3 Required strength****R16.5.3 المقاومة المطلوبة**

**R16.5.3.1** Figure R16.5.1b shows the forces applied to the corbel.  $M_u$  can be calculated as  $[V_u a_v + N_{uc}(h - d)]$ .

**R16.5.3.1** يوضح الشكل R16.5.1b القوى المطبقة على المسند. يمكن حساب  $M_u$  كـ  $[V_u a_v + N_{uc}(h - d)]$ .

**R16.5.3.2** In editions of the Code prior to ACI 318-19, specific provisions for restraint forces at bearing connections were included only for corbels and brackets. In 2019, 16.2.2.3 and 16.2.2.4 were added to include consideration of restraint forces at all bearing connections. Consequently the provisions applicable only to brackets or corbels were removed and a reference made to 16.2.2.3 or 16.2.2.4.

**R16.5.3.2** في طبعات الكود التي سبقت ACI 318-19 ، تم تضمين أحكام محددة لقوى التقييد عند وصلات التحميل فقط للمساند والاكشاف. في عام 2019 ، تمت إضافة 16.2.2.3 و 16.2.2.4 لتشمل النظر في قوى التقييد في جميع وصلات التحميل. وبالتالي تمت إزالة الأحكام المطبقة فقط على الاكشاف أو المساند وتمت الإشارة إلى 16.2.2.3 أو 16.2.2.4.



**16.5.4.4** Nominal shear strength  $V_n$  provided by  $A_{vf}$  shall be calculated in accordance with provisions for shear-friction in 22.9, where  $A_{vf}$  is the area of reinforcement that crosses the assumed shear plane.

**16.5.4.4** يتم حساب مقاومة القص الاسمية  $V_n$  التي توفرها  $A_{vf}$  وفقاً لأحكام احتكاك - قص في 22.9، حيث  $A_{vf}$  هي مساحة التسليح التي تقاطع المستوى المفترض للقص.

**16.5.4.5** Nominal flexural strength  $M_n$  provided by  $A_r$  shall be calculated in accordance with the design assumptions in 22.2.

**16.5.4.5** تحسب مقاومة الانحناء الاسمية  $M_n$  التي يوفرها  $A_r$  وفقاً لافتراضات التصميم الواردة في 22.2.

### 16.5.5 Reinforcement limits

#### 16.5.5 حدود التسليح

**16.5.5.1** Area of primary tension reinforcement,  $A_{sc}$ , shall be at least the greatest of (a) through (c):

**16.5.5.1** يجب أن تكون مساحة التسليح الرئيسي للشد،  $A_{sc}$ ، على الأقل من (أ) إلى (ج):

- (a)  $A_r + A_n$
- (b)  $(2/3)A_{vf} + A_n$
- (c)  $0.04(f'_c/f_y)(b_w d)$

### R16.5.5 Reinforcement limits

#### 16.5.5 حدود التسليح

**R16.5.5.1** Test results (Mattock et al. 1976a) indicate that the total amount of primary tension reinforcement,  $A_{sc}$ , required to cross the face of the support should be the greatest of:

**R.5.5.5.1** تشير نتائج الاختبارات (Mattock et al. 1976a) إلى أن إجمالي كمية تسليح الشد الرئيسي،  $A_{sc}$ ، المطلوب لعبور وجه الركيزة يجب أن يكون أكبر ما يلي:

- (a) The sum of the amount of reinforcement needed to resist demands from flexure,  $A_r$ , plus the amount of reinforcement needed to resist the axial force,  $A_n$ , as determined by 16.5.4.3.

(أ) مجموع كمية التسليح اللازمة للمقاومة المطلوبة من الانحناء،  $A_r$ ، بالإضافة إلى كمية التسليح اللازمة لمقاومة القوة المحورية،  $A_n$ ، على النحو المحدد في 16.5.4.3.

- (b) The sum of two-thirds of the total required shear friction reinforcement,  $A_{vf}$ , as determined by 16.5.4.4, plus the amount of reinforcement needed to resist the axial force,  $A_n$ , determined by 16.5.4.3. The remaining  $A_{vf}/3$  should be provided as closed stirrups parallel to  $A_{sc}$  as required by 16.5.5.2.

(ب) مجموع الثلثين من إجمالي التسليح المطلوب لقص الاحتكاك،  $A_{vf}$ ، كما هو محدد بـ 16.5.4.4، بالإضافة إلى كمية التسليح اللازمة لمقاومة القوة المحورية،  $A_n$ ، المحددة بـ 16.5.4.3. يجب أن يتم توفير الـ  $A_{vf}/3$  المتبقية ككائنات مغلقة موازية لـ  $A_{sc}$  كما هو مطلوب في 16.5.5.2.

- (c) A minimum amount of reinforcement, multiplied by the ratio of concrete strength to steel strength. This amount is required to prevent the possibility of sudden failure should the bracket or corbel crack under the action of flexure and outward tensile force.

(ج) أقل كمية من التسليح، مضروبة في نسبة مقاومة الخرسانة إلى مقاومة الحديد. مطلوب هذا القيمة لمنع إمكانية حدوث انهيار مفاجئ في حالة حدوث انهيار الكتف أو تشقق المسند تحت تأثير الانحناء و قوة الشد الخارجية.

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

**16.5.5.2** Total area of closed stirrups or ties parallel to primary tension reinforcement,  $A_h$ , shall be at least:

**16.5.5.2** يجب أن تكون المساحة الكلية للكانات المغلقة أو الشدادات الموازية للتسليح الرئيسي للشد، على الأقل:

$$A_h = 0.5(A_{sc} - A_b) \quad (16.5.5.2)$$

**16.5.6 Reinforcement detailing**

16.5.6 تفاصيل التسليح

**16.5.6.1** Concrete cover shall be in accordance with **20.6.1.3**.

**16.5.6.1** يجب أن يكون الغطاء الخرساني طبقاً لـ **20.6.1.3**.

**16.5.6.2** Minimum spacing for deformed reinforcement shall be in accordance with **25.2**.

**16.5.6.2** يجب أن يكون أقل تباعد للتسليح المحلزن طبقاً لـ **25.2**.

**R16.5.5.2** Closed stirrups parallel to the primary tension reinforcement are necessary to prevent a premature diagonal tension failure of the corbel or bracket. Distribution of  $A_h$  is required to be in accordance with 16.5.6.6. The total amount of reinforcement required to cross the face of the support, as shown in Fig. R16.5.1b, is the sum of  $A_{sc}$  and  $A_h$ .

**R16.5.5.2** الكانات المغلقة الموازية لتسليح الشد الرئيسي ضرورية لمنع انهيار الشد القطري المبكر للأكتاف والمساند. يجب أن يكون توزيع  $A_h$  وفقاً لـ 16.5.6.6. إجمالي كمية التسليح المطلوبة لعبور وجه الركيزة، كما هو موضح في الشكل R.5.5.1b، هو مجموع  $A_{sc}$  و  $A_h$ .

**R16.5.6 Reinforcement detailing**

R16.5.6 تفاصيل التسليح

## CODE

### الكود

- 16.5.6.3** At the front face of a bracket or corbel, primary tension reinforcement shall be anchored by (a), (b), or (c):  
 (a) A weld to a transverse bar of at least equal size that is designed to develop  $f_y$  of primary tension reinforcement  
 (b) Bending the primary tension reinforcement back to form a horizontal loop  
 (c) Other means of anchorage that develops  $f_y$

**16.5.6.3** عند الوجه الأمامي من الكتف أو المسند، يجب تثبيت التسليح الرئيسي للشد من (أ) أو (ب) أو (ج):  
 (أ) اللحام إلى سبيخ عرضي متساوي في الحجم على الأقل مصممة لتطوير  $F_y$  للتسليح الرئيسي للشد  
 (ب) ثني حديد التسليح الرئيسي للشد لتشكيل حلقة أفقية  
 (ج) وسائل أخرى للتثبيت من أجل تطوير  $f_y$

## COMMENTARY

### التعليق

**R16.5.6.3** For brackets and corbels of variable depth (refer to Fig. R16.5.1a), the stress at ultimate in the reinforcement is almost constant at approximately  $f_y$  from the face of support to the load point.

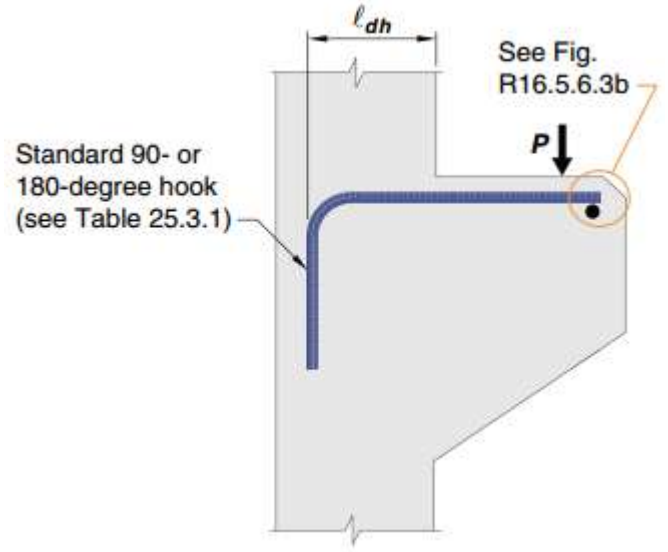
**R16.5.6.3** بالنسبة إلى الاكشاف والمساند ذات العمق المتغير (راجع الشكل R16.5.1a)، يكون الإجهاد العالي في التسليح ثابتاً تقريباً عند  $f_y$  من وجه الركيزة لنقطة الحمل.

This is because the horizontal component of the inclined concrete compression strut is transferred to the primary tension reinforcement at the location of the vertical load. Therefore, reinforcement should be fully anchored at its outer end (refer to 16.5.6.3) and in the supporting column (refer to 16.5.6.4), so as to be able to develop its specified yield strength from the face of support to the vertical load (refer to Fig. R16.5.6.3a). Satisfactory anchorage at the outer end can be obtained by bending the primary tension reinforcement bars in a horizontal loop as specified in 16.5.6.3b, or by welding a bar of equal diameter or a suitably sized angle across the ends of the primary tension reinforcement bars. The weld detail used successfully in the corbel tests reported in [Mattock et al. \(1976a\)](#) is shown in Fig. R16.5.6.3b. Refer to [ACI Committee 408 \(1966\)](#).

ويرجع ذلك إلى أن المكون الأفقي في ركيزة الضغط الخرسانية المائلة يتم نقله إلى تسليح الشد الرئيسي في موقع الحمل الراسي. لذلك، يجب أن يكون التسليح مثبت بالكامل عند طرفها الخارجي (راجع 16.5.6.3) وفي العمود الداعم (راجع 16.5.6.4)، حتى تكون قادرة على تطوير مقاومة الخضوع المحددة من وجه الركيزة إلى الحمل الراسي (راجع الشكل a16.5.6.3). يمكن الحصول على تثبيت كافٍ في الطرف الخارجي عن طريق ثني اسياخ التسليح الرئيسية للشد في حلقة أفقية كما هو محدد في 16.5.6.3b، أو عن طريق تلحيم السبيخ بقطر متساوٍ أو زاوية بحجم مناسب عبر نهايات اسياخ التسليح الرئيسية للشد. تفاصيل الحام المستخدمة بنجاح في اختبارات المساند ذكرت في ماتوك وآخرون. (1976a) مبين في الشكل R.16.5.6.3 ب. ارجع إلى لجنة ACI 408 (1966).

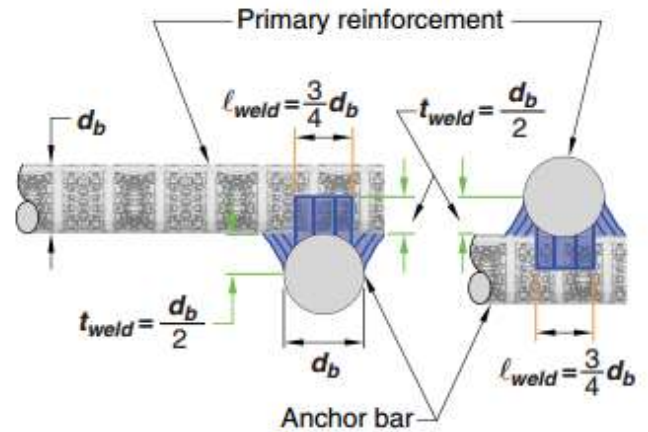
An end hook in the vertical plane, with the minimum diameter bend, is not totally effective because a zone of unreinforced concrete beneath the point of loading will exist for loads applied close to the end of the bracket or corbel. For wide brackets (perpendicular to the plane of the figure) and loads not applied close to the end, U-shaped bars in a horizontal plane provide effective end hooks.

إن العكفة النهائية في المستوي الراسي، مع الحد الأدنى لثني القطر، ليس فعالاً تماماً لأن منطقة الخرسانة غير المسلحة تحت نقطة التحميل سوف تكون موجودة للأحمال المطبقة بالقرب من نهاية الكتف أو المسند. بالنسبة للاكشاف العريضة (عمودياً على مستوى الشكل) والأحمال الغير مطبقة بالقرب من النهاية، توفر اسياخ على شكل حرف U في مستوى أفقي عكفات نهائية فعالة



**Fig. R16.5.6.3a**—Member largely dependent on support and end anchorages.

الشكل R16.5.6.3a يعتمد العنصر إلى حد كبير على الركيزة والمثبتات النهائية.



**Fig. R16.5.6.3b**—Weld details used in tests of Mattock et al. (1976a).

الشكل R16.5.6.3b تفاصيل اللحام المستخدمة في اختبارات Mattock et al. (1976).

**16.5.6.4** Primary tension reinforcement shall be developed at the face of the support.

16.5.6.4 يجب تثبيت التسليح الرئيسي للشد عند وجه الركيزة.

**16.5.6.5** Development of tension reinforcement shall account for distribution of stress in reinforcement that is not directly proportional to the bending moment.

16.5.6.5 يجب أن يكون تثبيت تسليح الشد مسنولاً عن توزيع الاجهاد في التسليح الغير مناسب بشكل مباشر مع عزم الانحناء.

**16.5.6.6** Closed stirrups or ties shall be spaced such that  $A_h$  is uniformly distributed within  $(2/3)d$  measured from the primary tension reinforcement.

16.5.6.6 يتم فصل الشدادات أو كانات مغلقة بحيث يتم توزيع  $A_h$  بانتظام ضمن  $(2/3)d$  مقاسة من التسليح الرئيسي للشد.

**R16.5.6.5** Calculated stress in reinforcement at service loads,  $f_s$ , does not decrease linearly in proportion to a decreasing moment in brackets, corbels, and members of variable depth. Additional consideration is required for proper development of the flexural reinforcement.

R16.5.6.5 لا يقل الاجهاد المحسوب في التسليح عند أحمال الخدمة ،  $f_s$  ، بشكل خطي بما يتناسب مع عزم متناقص بين اكتاف، ومساند، و عناصر متغيرة العمق. مطلوب مزيد من النظر عن التثبيت الصحيح لتسليح الانحناء

**R16.5.6.6** Refer to R16.5.5.2.

R16.5.6.6 الرجوع R16.5.5.2.

## CHAPTER 17—ANCHORING TO CONCRETE

## 17.1—Scope

الفصل 17 - التثبيت في الخرسانة  
17.1 المجال

**17.1.1** This chapter provides design requirements for anchors in concrete used to transmit structural loads by means of tension, shear, or a combination of tension and shear between: (a) connected structural elements; or (b) safety-related attachments and structural elements. Safety levels specified are intended for in-service conditions, rather than for short-term handling and construction conditions.

**17.1.1** يقدم هذا الفصل متطلبات التصميم للتثبيت في الخرسانة المستخدمة لنقل الأحمال الإنشائية عن طريق الشد أو القص أو مزيج من الشد والقص بين: (أ) العناصر الإنشائية المتصلة. أو (ب) المرفقات والعناصر الإنشائية المتعلقة بالسلامة. تهدف مستويات السلامة المحددة إلى حالات الخدمة، بدلاً من حالات المعالجة والبناء قصيرة المدة.

## CHAPTER 17—ANCHORING TO CONCRETE

## R17.1—Scope

الفصل 17 - التثبيت في الخرسانة  
R17.1 المجال

**R17.1.1** This chapter is restricted in scope to structural anchors that transmit loads related to strength, stability, or life safety. Two types of applications are envisioned. The first is connections between structural elements where the failure of an anchor or anchor group could result in loss of equilibrium or stability of any portion of the structure. The second is where safety-related attachments that are not part of the structure (such as sprinkler systems, heavy suspended pipes, or barrier rails) are attached to structural elements. The levels of safety defined by the factored load combinations and  $\phi$ -factors are appropriate for structural applications. Other standards may require more stringent safety levels during temporary handling. The format for this chapter was revised in 2019 to be more consistent with the other chapters of this Code.

**R17.1.1** يقتصر مجال هذا الفصل على المسامير الإنشائية التي تنقل الأحمال المتعلقة بالمقاومة أو الاستقرار أو سلامة الحياة. يتم تصور نوعين من التطبيقات. الأول هو الوصلات بين العناصر الإنشائية حيث يمكن أن يؤدي انهيار المسمار أو مجموعة المسامير إلى فقدان التوازن أو استقرار أي جزء من المنشأ. والثاني هو حيث المرفقات المتعلقة بالسلامة التي ليست جزءاً من المنشأ (مثل أنظمة الرش ، الأنابيب المعلقة الثقيلة ، أو قبضان الحماية) يتم إرفاقها بالعناصر الإنشائية. مستويات السلامة التي تحددها تراكيب الأحمال المصعدة  $\phi$  مناسبة للتطبيقات الإنشائية. قد تتطلب معايير أخرى مستويات أمان أكثر صرامة أثناء المعالجة المؤقتة. تم تعديل نسق هذا الفصل في 2019 ليكون أكثر تنسيقاً مع الفصول الأخرى من هذا الكود.

## CODE

### الكود

**17.1.2** Provisions of this chapter shall apply to the following anchor types (a) through (g):

- (a) Headed studs and headed bolts having a geometry that has been demonstrated to result in a pullout strength in uncracked concrete equal to or exceeding  $1.4N_p$ , where  $N_p$  is given in Eq. (17.6.3.2.2a).
- (b) Hooked bolts having a geometry that has been demonstrated to result in a pullout strength without the benefit of friction in uncracked concrete equal to or exceeding  $1.4N_p$ , where  $N_p$  is given in Eq. (17.6.3.2.2b)
- (c) Post-installed expansion (torque-controlled and displacement-controlled) anchors that meet the assessment criteria of **ACI 355.2**.
- (d) Post-installed undercut anchors that meet the assessment criteria of **ACI 355.2**.
- (e) Post-installed adhesive anchors that meet the assessment criteria of **ACI 355.4M**.
- (f) Post-installed screw anchors that meet the assessment criteria of **ACI 355.2**.
- (g) Attachments with shear lugs.

**17.1.2** تطبق أحكام هذا الفصل على أنواع المسامير التالية (أ) حتى (ز): (أ) مسامير غير بارزة ومسامير برأس لها خصائص هندسية أثبتت أنها تؤدي إلى مقاومة سحب في الخرسانة الغير متشققة تساوي أو تتجاوز  $1.4 N_p$ ، حيث يتم إعطاء  $N_p$  في المعادلة (17.6.3.2.2) أ. (ب) مسامير ذات عكفة لها خصائص هندسية التي ثبت أنها تؤدي إلى مقاومة سحب دون أن تكون خالية من الاحتكاك في الخرسانة الغير متشققة تساوي أو تتجاوز  $1.4 N_p$ ، حيث يتم إعطاء  $N_p$  في المعادلة (17.6.3.2.2) ب. (ج) مسامير التوسعة لاحقة التثبيت (يتم التحكم فيها بعزم الدوران والتحكم في الإزاحة) تفي بمعايير تقييم **ACI 355.2** د) مسامير ارتدادية لاحقة التثبيت تستوفي معايير تقييم **ACI 355.2** هـ) مسامير لاصقة لاحقة التثبيت تستوفي معايير تقييم **ACI 355.4M** و) مسامير حلزونية لاحقة التثبيت تستوفي معايير تقييم **ACI 355.2** ز) المرفقات بأرجل القص.

## COMMENTARY

### التعليق

**R17.1.2** Typical cast-in headed studs and headed bolts with head geometries consistent with **ASME B1.1**, **B18.2.1**, and **B18.2.6** have been tested and proven to behave predictably; therefore, calculated pullout strengths are acceptable. Post-installed expansion, screw, and undercut anchors do not have predictable pullout strengths, and therefore qualification tests to establish the pullout strengths according to **ACI 355.2** are required. For post-installed expansion, screw, and undercut anchors to be used in conjunction with the requirements of this chapter, the results of the **ACI 355.2** tests have to indicate that pullout failures exhibit acceptable load-displacement characteristics or that pullout failures are precluded by another failure mode. For adhesive anchors, the characteristic bond stress and suitability for structural applications are established by testing in accordance with **ACI 355.4M**. Adhesive anchors are particularly sensitive to a number of factors including installation direction and load type. If adhesive anchors are used to resist sustained tension, the provisions include testing requirements for horizontal or upwardly inclined installations in 17.2.3, design requirements in 17.5.2.2, certification requirements in 26.7, and inspection requirements in 26.13. Adhesive anchors qualified in accordance with **ACI 355.4M** are tested in concrete with compressive strengths within two ranges: 17 to 28 MPa and 45 to 59 MPa. Bond strength is, in general, not highly sensitive to concrete compressive strength.

**R17.1.2** تم اختبار المسامير النموذجية ذات المسامير المصبوبة الغير بارزة والمسامير ذات الرأس الهندسي المتوافقة مع **ASME B1.1** و **B18.2.1** و **B18.2.6** وثبت أنها تعمل بشكل متوقع ؛ لذلك ، تكون مقاومة السحب المحسوبة مقبولة. لا تحتوي مسامير التوسعة والحلزونية والارتدادية لاحقة التثبيت على مقاومة سحب يمكن التنبؤ بها ، وبالتالي يلزم إجراء اختبارات لتأهيل لتحديد مقاومة السحب وفقاً لمعيار **ACI 355.2** بالنسبة مسامير التوسعة والحلزونية والارتدادية لاحقة التثبيت مع متطلبات هذا الفصل ، يجب أن تشير نتائج اختبارات **ACI 355.2** إلى أن انهيارات السحب تظهر خصائص مقبولة لإزاحة الحمل أو أن انهيار السحب يمنع نمط اخر للانهيار. بالنسبة للمسامير اللاصقة ، يتم تحديد اجهاد الترابط المناسب والملاءمة للتطبيقات الانشائية عن طريق الاختبار وفقاً لـ **ACI 355.4M**. المسامير اللاصقة حساسة بشكل خاص لعدد من العوامل بما في ذلك اتجاه التثبيت ونوع الحمل. إذا تم استخدام مسامير لاصقة لمقاومة الشد المستمر ، فإن الأحكام تتضمن متطلبات الاختبار للتركيبات الأفقية أو المائلة في 17.2.3 ، ومتطلبات التصميم في 17.5.2.2 ، ومتطلبات الاعتماد في 26.7 ، ومتطلبات الاشراف في 26.13. يتم اختبار المسامير اللاصقة المؤهلة وفقاً لـ **ACI 355.4M** في الخرسانة مقاومة الضغط في مجالين: 17 إلى 28 ميغا باسكال و 45 إلى 59 ميغا باسكال. بشكل عام ، مقاومة الترابط ليست شديدة الحساسية لمقاومة الضغط للخرسانة.



**17.1.3** The removal and resetting of post-installed mechanical anchors is prohibited.

**17.1.3** يُمنع إزالة وإعادة المسامير الميكانيكية لاحقة التثبيت.

**17.1.4** This chapter does not apply for load applications that are predominantly high-cycle fatigue or due to impact.

**17.1.4** لا ينطبق هذا الفصل على تطبيقات الحمل التي تكون في الغالب الاجهاد العالي المتكرر دوريا أو بسبب الصدم.

**17.1.5** This chapter does not apply to specialty inserts, through-bolts, multiple anchors connected to a single steel plate at the embedded end of the anchors, grouted anchors, or power driven anchors such as powder or pneumatic actuated fasteners.

**17.1.5** لا ينطبق هذا الفصل على الإدخالات الخاصة ، أو المسامير الحلزونية ، أو المسامير المتعددة المتصلة صفيحة معدنية واحدة في الطرف المغمر من المسامير ، أو المسامير ذات الحقن، أو المسامير المضغوطة مثل المثبتات المنتجة بالبودرة أو بالهواء المضغوط.

**17.1.6** Reinforcement used as part of an embedment shall have development length established in accordance with other parts of this Code. If reinforcement is used as anchorage, concrete breakout failure shall be considered. Alternatively, anchor reinforcement in accordance with 17.5.2.1 shall be provided.

**17.1.6** يجب أن يكون للتسليح المستخدم كجزء من الغرز طول تثبيت محدد وفقاً للأجزاء الأخرى من هذا الكود. في حالة استخدام التسليح كمثبت ، يجب مراعاة انهيار اختراق الخرسانة. وكبديل لذلك ، يجب توفير تسليح للمسمار طبقاً لـ 17.5.2.1.

**R17.1.3** ACI 355.2 prohibits reuse of post-installed mechanical anchors.

**R17.1.3** يُمنع ACI 355.2 إعادة استخدام المسامير الميكانيكية لاحقة التثبيت.

**R17.1.4** The exclusion of load applications producing high-cycle fatigue or extremely short duration impact (such as blast or shock wave) from the scope of this chapter is not meant to exclude earthquake loads. Section 17.10 presents additional requirements for design when earthquake loads are included.

**R17.1.4** لا يعني استبعاد تطبيقات الحمل التي تنتج الاجهاد العالي المتكرر دوريا أو تأثير الصدم الخارجي قصير المدى (مثل الانفجار أو موجة الصدمة) من مجال هذا الفصل استبعاد أحمال الزلازل. يقدم القسم 17.10 متطلبات إضافية للتصميم عند ادخال أحمال الزلازل.

**R17.1.5** The wide variety of shapes and configurations of specialty inserts precludes prescription of generalized tests and design equations.

**R17.1.5** مجموعة متنوعة واسعة من الأشكال والتكوينات لإدخالات مخصصة يمنع وصف الاختبارات المعممة ومعادلات التصميم.

**R17.1.6** Concrete breakout strength in tension and shear should be considered for reinforcing bars in a group used as anchorage. Concrete breakout behavior can occur even if reinforcement is fully developed in accordance with **Chapter 25**. Breakout behavior of straight reinforcement as a group is analogous to tension and shear breakout behavior of adhesive anchors whereby  $h_{ef}$  is taken as equal to or less than the embedded bar length. Similarly, breakout behavior of hooked and headed reinforcement groups is similar to tension and shear breakout behavior of headed anchors. Consideration should be given to extending bars beyond the development length. As an alternative to explicit determination of the concrete breakout strength of a group, anchor reinforcement provided in accordance with 17.5.2.1 may be used, or the reinforcement should be extended.

**R17.1.6** يجب أن تؤخذ في الاعتبار مقاومة اختراق الخرسانة في الشد والقص لاسياخ التسليح في مجموعة تستخدم كمثبت. يمكن أن يحدث سلوك اختراق الخرسانة حتى إذا تم تثبيت التسليح بالكامل وفقاً للفصل 25. سلوك الاختراق للتسليح المستقيم كمجموعة مشابه للشد وسلوك اختراق القص للمسامير اللاصقة حيث يؤخذ  $h_{ef}$  مساوياً أو أقل من طول السيق المغمر. وبالمثل ، فإن سلوك الاختراق لمجموعة التسليح ذات الرأس أو العكفة يشبه سلوك الاختراق والقص للمسامير ذات الرأس. يجب مراعاة تمديد الاسياخ إلى ما بعد طول التثبيت. كبديل لتحديد صريح لمقاومة اختراق الخرسانة للمجموعة ، يمكن استخدام تسليح المسمار المتوفر وفقاً لـ 17.5.2.1 ، أو يجب تمديد التسليح.

**17.2—General**

**17.2.1** Anchors and anchor groups shall be designed for critical effects of factored loads as determined by elastic analysis. Plastic analysis approaches are permitted where nominal strength is controlled by ductile steel elements, provided that deformational compatibility is taken into account.

**17.2 عام**

**17.2.1** يتم تصميم المسامير ومجموعة المسامير للتأثيرات الحرجة للأحمال المصعدة كما يحددها التحليل المرن. يسمح بأساليب التحليل اللدن حيث يتم التحكم في المقاومة الاسمية بواسطة العناصر المعدنية اللدنة، بشرط أن يتم أخذ التشوه المتوافق.

**17.2.1.1** Anchor group effects shall be considered if two or more anchors loaded by a common structural element are spaced closer than the spacing required for unreduced breakout strength. If adjacent anchors are not loaded by a common structural element, group effects shall consider simultaneous maximum loading of adjacent anchors.

**17.2.1.1** يجب مراعاة تأثيرات مجموعة المسامير في حالة تباعد اثنين أو أكثر من المسامير المحملة بواسطة عنصر انشائي مشترك أقرب من التباعد المطلوب لمقاومة الاختراق الغير مخفضة . إذا لم يتم تحميل المسامير المجاورة بعنصر انشائي مشترك ، يجب أن تأخذ تأثيرات المجموعة في الاعتبار أقصى تحميل متزامن للمسامير المجاورة.

**17.2.2** Adhesive anchors shall be installed in concrete having a minimum age of 21 days at time of anchor installation.

**17.2.2** يتم تثبيت المسامير اللاصقة في الخرسانة التي يبلغ عمرها 21 يوماً على الأقل من تثبيت المسامير.

**17.2.3** Adhesive anchors installed horizontally or upwardly inclined shall be qualified in accordance with **ACI 355.4M** requirements for sensitivity to installation direction.

**17.2.3** يجب أن تكون المسامير اللاصقة المثبتة أفقياً أو مائلاً مؤهلة طبقاً لمتطلبات **ACI 355.4M** للحساسية تجاه اتجاه التثبيت المباشر

**R17.2—General**

**R17.2.1** If the strength of an anchor group is governed by concrete breakout, the behavior is brittle, and there is limited redistribution of forces between the highly stressed and less stressed anchors. In this case, the theory of elasticity is required to be used, assuming the attachment that distributes loads to the anchors is sufficiently stiff. The forces in the anchors are considered to be proportional to the external load and its distance from the neutral axis of the anchor group. If anchor strength is governed by ductile yielding of the anchor steel, significant redistribution of anchor forces can occur. In this case, an analysis based on the theory of elasticity will be conservative. Cook and Klingner (1992a,b) and Lotze et al. (2001) discuss nonlinear analysis, using theory of plasticity, for the determination of the strengths of ductile anchor groups.

**R17.2 – عام**

**R17.2.1** إذا كانت المقاومة لمجموعة المسامير تحكمها اختراق الخرسانة ، فإن السلوك يكون هشاً ، وهناك إعادة توزيع محدودة للقوى بين المسامير عالية الاجهاد والقلل اجهاذاً. في هذه الحالة ، يلزم استخدام نظرية المرونة ، بافتراض أن المرفق الذي يوزع الأحمال على المسامير هو صلب بشكل سليم. تعتبر القوى في المسامير متناسبة مع الحمل الخارجي وبُعدها عن المحور المحايد لمجموعة المسامير. إذا كانت مقاومة المسامير محكومة بالخضوع المرن لحديد المسامير ، يمكن أن تحدث إعادة توزيع كبيرة لقوى المسامير. في هذه الحالة ، سيكون التحليل القائم على نظرية المرونة متحفظاً (Cook and Klingner (1992a,b) and Lotze et al. (2001) مناقشة التحليل الغير خطي ، باستخدام نظرية اللدونة ، لتحديد مقاومة الليونة لمجموعة المسامير.

**R17.2.2** The design performance of adhesive anchors cannot be ensured by establishing a minimum concrete compressive strength at the time of installation in early-age concrete. Therefore, a concrete age of at least 21 days at the time of adhesive anchor installation was adopted.

**R17.2.2** لا يمكن ضمان الأداء التصميمي للمسامير اللاصقة من خلال إنشاء أقل مقاومة ضغط للخرسانة وقت التثبيت في الخرسانة المبكرة. لذلك ، تم اعتماد عمر الخرسانة لا يقل عن 21 يوماً في وقت تثبيت المسامير اللاصقة.

**R17.2.3** **ACI 355.4M** includes optional tests to confirm the suitability of adhesive anchors for horizontal or upwardly inclined installations.

**R17.2.3** تشتمل المواصفة **ACI 355.4M** على اختبارات اختيارية للتأكد من ملائمة المسامير اللاصقة للتثبيتات الأفقية أو المائلة لأعلى.

## CODE

### الكود

#### 17.2.4 Lightweight concrete modification factor, $\lambda_a$

17.2.4 معامل التعديل للخرسانة خفيفة الوزن ،  $\lambda_a$

**17.2.4.1** Modification factor  $\lambda_a$  for lightweight concrete shall be in accordance with Table 17.2.4.1. It shall be permitted to use an alternate value of  $\lambda_a$  if tests are performed and evaluated in accordance with **ACI 355.2** or **ACI 355.4M**.

**17.2.4.1** يكون معامل التعديل  $\lambda_a$  للخرسانة خفيفة الوزن طبقاً للجدول 17.2.4.1. يُسمح باستخدام قيمة بديلة لـ  $\lambda_a$  إذا تم إجراء الاختبارات وتقييمها وفقاً لـ **ACI 355.2** أو **ACI 355.4M**.

**Table 17.2.4.1—Modification factor  $\lambda_a$  for lightweight concrete**

جدول 17.2.4.1 - عامل التعديل  $\lambda_a$  للخرسانة خفيفة الوزن

Case	$\lambda_a^{[1]}$
Cast-in and undercut anchor concrete failure	$1.0\lambda$
Expansion, screw, and adhesive anchor concrete failure	$0.8\lambda$
Adhesive anchor bond failure per Eq. (17.6.5.2.1)	$0.6\lambda$

[1]  $\lambda$  shall be in accordance with 19.2.4

[1] يجب أن تكون  $\lambda$  متوافقة مع 19.2.4

**17.2.5** Anchors shall be installed and inspected in accordance with the requirements of **26.7** and **26.13**.

**17.2.5** يتم تركيب وفحص المسامير طبقاً لمتطلبات 26.7 و 26.13.

## COMMENTARY

### التعليق

#### R17.2.4 Lightweight concrete modification factor, $\lambda_a$

R17.2.4 معامل التعديل للخرسانة خفيفة الوزن ،  $\lambda_a$

**R17.2.4.1** The number of tests available to establish the strength of anchors in lightweight concrete is limited. Tests of headed studs cast in lightweight concrete indicate that the present reduction factor  $\lambda$  adequately represents the influence of lightweight concrete (Shaikh and Yi 1985; Anderson and Meinheit 2005). Anchor manufacturer data developed for evaluation reports on post-installed expansion, screw, undercut, and adhesive anchors indicate that a reduced  $\lambda$  is needed to provide the necessary safety factor for the respective design strength. **ACI 355.2** and **ACI 355.4M** provide procedures whereby a specific value of  $\lambda_a$  can be used based on testing, assuming the lightweight concrete is similar to the reference test material.

**R17.2.4.1** عدد الاختبارات المتاحة لتحديد مقاومة المسامير في الخرسانة خفيفة الوزن محدود. تشير اختبارات المسامير ذات الراس في الخرسانة خفيفة الوزن إلى أن معامل التخفيض الحالي يمثل بشكل كافٍ تأثير الخرسانة خفيفة الوزن (شيخ وي 1985 ؛ أندرسون ومينهايت 2005). تشير بيانات مُصنَّع المسامير التي تم تطويرها لتقارير التقييم الخاصة بالمسامير التوسعة والحلزونية والارتدادية واللاصقة لاحقة التثبيت إلى الحاجة إلى معامل التخفيض  $\lambda$  لتوفير معامل الأمان اللازم للمقاومة التصميمية المعنية. يوفر كل من **ACI 355.2** و **ACI 355.4M** الإجراءات التي يمكن من خلالها استخدام قيمة محددة لـ  $\lambda_a$  بناءً على الاختبار ، بافتراض أن الخرسانة خفيفة الوزن تشبه مادة الاختبار المرجعية.

### 17.3—Design limits

**17.3.1** The value of  $f_c'$  used for calculation purposes in this chapter shall not exceed 70 MPa for cast-in anchors and 55 MPa for post-installed anchors. Post-installed anchors shall not be used in concrete with a strength greater than 55 MPa without testing to verify acceptable performance.

#### - 17.3 الحدود التصميمية

**17.3.1** يجب ألا تتجاوز قيمة  $f_c'$  المستخدمة لأغراض الحساب في هذا الفصل 70 ميغا باسكال للمسامير المصبوبة و 55 ميغا باسكال للمسامير لاحقة التثبيت. يجب عدم استخدام المسامير لاحقة التثبيت في الخرسانة بمقاومة أكبر من 55 ميغا باسكال بدون اختبار للتحقق من الأداء المقبول.

### R17.3—Design limits

**R17.3.1** A limited number of tests of cast-in and postinstalled anchors in high-strength concrete (Primavera et al. 1997) indicate that the design procedures contained in this chapter become unconservative with increasing concrete strength, particularly for cast-in anchors in concrete with compressive strengths in the range of 75 to 85 MPa. Until further tests are available, an upper limit on  $f_c'$  of 70 MPa has been imposed for the design of cast-in anchors. This limitation is consistent with those for shear strength, torsion strength, and reinforcement development length in this Code (22.5.3.1, 22.6.3.1, 22.7.2.1, 25.4.1.4). For some post installed anchors, the capacity may be negatively affected by very high-strength concrete. These effects are associated with difficulty in fully expanding expansion anchors, cutting grooves in the sidewall of the predrilled hole by the screw anchor's threads, and reduced bond strength of adhesive anchors. The 55 MPa limit for post installed anchors reflects the current concrete strength range for testing specified in ACI 355.2 and ACI 355.4M. The 55 MPa limit may be exceeded if verified with tests.

#### - R17.3 الحدود التصميمية

**R17.3.1** يشير عدد محدود من اختبارات المسامير المصبوبة ولاحقة التثبيت بعد ذلك في الخرسانة عالية المقاومة (Primavera et al. 1997) إلى أن إجراءات التصميم الواردة في هذا الفصل تصبح غير متحفظة مع زيادة مقاومة الخرسانة ، خاصة بالنسبة للمسامير المصبوبة في الخرسانة ذات مقاومة ضغط في حدود 75 إلى 85 ميغا باسكال. حتى تتوفر اختبارات أخرى ، تم فرض حد أعلى على  $f_c'$  من 70 ميغا باسكال لتصميم المسامير المصبوبة. يتوافق هذا الحد مع تلك الخاصة بمقاومة القص ، ومقاومة الالتواء ، وطول التثبيت للتسليح في هذا الكود (22.5.3.1 ، 22.6.3.1 ، 22.7.2.1 ، 25.4.1.4). بالنسبة لبعض المسامير لاحقة التثبيت ، قد تتأثر السعة سلباً بالخرسانة عالية المقاومة. ترتبط هذه التأثيرات بصعوبة التوسيع الكامل لمسامير التوسعة، وقطع الأخاديد في الجدار الجانبي للفتحة المثقوبة بخيوط المسامير الحلزونية، وانخفاض مقاومة الترابط للمسامير اللاصقة. يؤثر الحد الأقصى البالغ 55 ميغا باسكال للمسامير لاحقة التثبيت على مدى مقاومة الخرسانة الحالية للاختبار المحدد في ACI 355.2 و ACI 355.4M. قد يتم تجاوز حد 55 ميغا باسكال إذا تم التحقق من ذلك مع الاختبارات.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**17.3.2** For anchors with diameters  $d_b \leq 100$  mm, concrete breakout strength requirements shall be considered satisfied by the design procedures of 17.6.2 and 17.7.2.

**17.3.2** بالنسبة للمسامير التي يبلغ أقطارها  $\geq 100$  مم ، يجب مراعاة متطلبات مقاومة اختراق الخرسانة من خلال إجراءات التصميم 17.6.2 و 17.7.2.

**R17.3.2** The limitation on anchor diameter is based on the current range of test data. In the 2002 through 2008 editions of the Code, there were limitations on the diameter and embedment of anchors to calculate the concrete breakout strength. These limitations were necessitated by the lack of test results on anchors with diameters larger than 50 mm and embedment lengths longer than 600 mm. In 2011, limitations on anchor diameter and embedment length were revised to limit the diameter to 100 mm based on the results of tension and shear tests on large-diameter anchors with deep embedments (Lee et al. 2007, 2010). These tests included 105 mm diameter anchors, embedded 1.15 m, tested in tension and 75 mm diameter anchors tested in shear. The 100 mm diameter limit was selected to maintain consistency with the largest diameter anchor permitted in ASTM F1554. Other ASTM specifications permit up to 200 mm diameter anchors; however, they have not been tested to ensure applicability of the 17.6.2 and 17.7.2 concrete breakout provisions.

**R17.3.2** يستند تحديد قطر المسامير إلى المجال الحالي لبيانات الاختبار. في إصدارات 2002 إلى 2008 من الكود ، كانت هناك قيود على قطر المسامير ودمجها لحساب مقاومة الاختراق للخرسانة. وقد استلزم هذه القيود عدم وجود نتائج الاختبار على المسامير بأقطار أكبر من 50 ملم وأطوال الغرز أطول من 600 ملم. في عام 2011 ، تم تعديل القيود المفروضة على قطر المسامير وطول الغرز لتحديد القطر إلى 100 مم بناءً على نتائج اختبارات الشد والقص على المسامير ذات القطر الكبير ذات الغرز العميق (Lee et al. 2007, 2010). تضمنت هذه الاختبارات مسامير بقطر 105 مم ، و غرز 1.15 م ، تم اختبارها في الشد وقطر مسمار 75 مم في القص. تم اختيار حد للقطر 100 مم للحفاظ على التنسيق مع أكبر قطر مسموح به للمسمار في ASTM F1554. تسمح مواصفات ASTM الأخرى بمسامير يصل قطرها إلى 200 مم ؛ ومع ذلك ، لم يتم اختبارها لضمان قابلية تطبيق أحكام الاختراق للخرسانة 17.6.2 و 17.7.2.

**17.3.3** For adhesive anchors with embedment depths  $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$ , bond strength requirements shall be considered satisfied by the design procedure of 17.6.5.

**17.3.3** بالنسبة للمسامير اللاصقة بعمق غرز  $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$ ، يجب مراعاة متطلبات مقاومة الترابط من خلال إجراء التصميم 17.6.5.

**17.3.4** For screw anchors with embedment depths  $5d_a \leq h_{ef} \leq 10d_a$ , and  $h_{ef} \geq 40$  mm, concrete breakout strength requirements shall be considered satisfied by the design procedures of 17.6.2 and 17.7.2.

**17.3.4** بالنسبة للمسامير الحلزونية بعمق غرز  $5d_a \leq h_{ef} \leq 10d_a$  و  $h_{ef} \geq 40$  mm ، يجب مراعاة متطلبات مقاومة اختراق الخرسانة من خلال إجراءات التصميم 17.6.2 و 17.7.2.

**17.3.5** Anchors shall satisfy the edge distances, spacings, and thicknesses in 17.9 unless supplementary reinforcement is provided to control splitting failure.

**17.3.5** يجب أن تستوفي المسامير مسافات الحواف والتباعد والسمك في 17.9 ما لم يتم توفير تسليح إضافي للتحكم في انهيار الانقسام.

**R17.3.3** **ACI 355.4M** limits the embedment depth of adhesive anchors to  $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$ , which represents the theoretical limits of the bond model (Eligehausen et al. 2006a).

**R17.3.3** يحدد المعيار **ACI 355.4M** عمق الغرز للمسامير اللاصقة بـ  $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$  ، والذي يمثل الحدود النظرية لنموذج الترابط (Eligehausen et al. 2006a).

**R17.3.4** Screw anchor research by Olsen et al. (2012) is based on the nominal screw anchor diameter corresponding to the nominal drill bit size (for example a 16 mm screw anchor installs in a hole drilled by a 16 mm ANSI drill bit). This definition of screw anchor size is approximately the diameter of the core or shank of the screw rather than the size of the larger external diameter of the thread. This definition differs from the diameter of standard anchors with **ASME B1.1** threads that have a reduced shaft area and smaller effective area. The effective area of the screw anchor, as with other post-installed mechanical anchors, is provided by the manufacturer. The Olsen et al. (2012) empirical design model was derived from a database of tests in cracked and uncracked concrete on metric-sized screw anchors tested in Europe and inch-sized anchors tested by independent laboratories in accordance with **ICC-ES AC193**. For concrete screw anchors, the effective embedment depth,  $h_{ef}$ , is determined as a reduction from the nominal embedment based on geometric characteristics of the screw. The effective embedment is verified during the qualification testing under **ACI 355.2** and provided by the manufacturer for use in design. Using the reduced, effective embedment depth with the concrete capacity design (CCD) method is shown to adequately represent the behavior of concrete screws in the current concrete screw database and also validates the effects and limitations of certain relevant parameters, such as the effective embedment depth and spacing of anchors (17.9).

**R17.3.4** بحث المسامير الحلزونية بواسطة Olsen et al. (2012) يعتمد على قطر المسامير الحلزونية الاسمي المقابل لحجم مثقاب الحفر الاسمي (على سبيل المثال ، يتم تثبيت المسامير الحلزونية 16 مم في حفرة تم حفرها بواسطة مثقاب ANSI 16 مم). هذا التعريف لحجم المسامير الحلزونية هو تقريباً قطر قلب أو ساق اللولب بدلاً من حجم القطر الخارجي الأكبر للخيوط. يختلف هذا التعريف من قطر المسامير القياسية بخيوط ASME B1.1 التي لها ساق أقل ومنطقة أصغر فعالة. يتم توفير المنطقة الفعالة للمسامير الحلزونية ، كما هو الحال مع المسامير الميكانيكية الأخرى لاحقة التثبيت، من قبل الشركة المصنعة. أولسن وآخرون. (2012) تم اشتقاق نموذج التصميم التجريبي من قاعدة بيانات للاختبارات في الخرسانة المتشققة والغير مشققة على المسامير الحلزونية ذات الحجم المترية التي تم اختبارها في أوروبا والمسامير بحجم بوصة التي تم اختبارها من قبل مختبرات مستقلة وفقاً لـ **ICC-ES AC193** بالنسبة للمسامير الحلزونية الخرسانية ، يتم تحديد عمق الغرز الفعال ،  $h_{ef}$  ، كتخفيض من الغرز الاسمي بناءً على الخصائص الهندسية للمسامير الحلزونية . يتم التحقق من الغرز الفعال أثناء اختبار التأهيل بموجب **ACI 355.2** ويتم توفيره من قبل الشركة المصنعة للاستخدام في التصميم. يُظهر استخدام عمق الغرز الفعال المخفض مع طريقة تصميم السعة الخرسانية (CCD) تمثيل سلوك المسامير الحلزونية الخرسانية بشكل كافٍ في قاعدة البيانات الحالية للمسامير الحلزونية الخرسانية والتحقق أيضاً من التأثيرات والقيود لبعض المتغيرات ذات الصلة ، مثل عمق الغرز الفعال وتباعد المسامير (17.9).



## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

#### 17.4—Required strength

17.4.1 Required strength shall be calculated in accordance with the factored load combinations in **Chapter 5**.

#### 17.4 — المقاومة المطلوبة

17.4.1 يتم حساب المقاومة المطلوبة وفقاً لتراكيب الاحمال المصعدة في الفصل 5.

17.4.2 For anchors in structures assigned to SDC C, D, E, and F, the additional requirements of 17.10 shall apply.

17.4.2 بالنسبة للمسامير في المنشآت المخصصة لـ SDC C و D و E و F ، يجب تطبيق المتطلبات الإضافية في 17.10.

#### 17.5—Design strength

17.5.1 For each applicable factored load combination, design strength of individual anchors and anchor groups shall satisfy  $\phi S_n \geq U$ . Interaction between load effects shall be considered in accordance with 17.8.1.

#### 17.5 - المقاومة التصميمية

17.5.1 لكل تركيبة حمولة مصعدة معمول بها ، يجب أن تستوفي المقاومة التصميمية للمسامير المستقلة ومجموعة المسامير بـ  $\phi S_n \geq U$  يجب مراعاة التفاعل بين تأثيرات الحمل وفقاً لـ 17.8.1.

17.5.1.1 Strength reduction factor,  $\phi$ , shall be determined in accordance with 17.5.3.

17.5.1.1 يُحدد معامل تخفيض المقاومة  $\phi$  طبقاً لـ 17.5.3.

#### R17.5—Design strength

#### R17.5 - المقاومة التصميمية

## CODE

### الكود

**17.5.1.2** Nominal strength for an anchor or anchor groups shall be based on design models that result in predictions of strength in substantial agreement with results of comprehensive tests. The materials used in the tests shall be compatible with the materials used in the structure. The nominal strength shall be based on the 5 percent fractile of the basic individual anchor strength. For nominal strengths related to concrete strength, modifications for size effects, number of anchors, effects of close spacing of anchors, proximity to edges, depth of the concrete member, eccentric loadings of anchor groups, and influence of cracking shall be taken into account. Limits on edge distance and anchor spacing in the design models shall be consistent with the tests that verified the model. Strength of anchors shall be based on design models that satisfy 17.5.1.2 for the following:

- (a) Steel strength of anchor in tension
- (b) Concrete breakout strength of anchor in tension
- (c) Pullout strength of a single cast-in anchor and single post-installed expansion, screw, and undercut anchor in tension
- (d) Concrete side-face blowout strength of headed anchor in tension
- (e) Bond strength of adhesive anchor in tension
- (f) Steel strength of anchor in shear
- (g) Concrete breakout strength of anchor in shear
- (h) Concrete pryout strength of anchor in shear

**17.5.1.2** يجب أن تستند المقاومة الاسمية للمسمار أو مجموعات المسمار على نماذج التصميم التي تؤدي إلى تنبؤات المقاومة بالاتفاق المناسب مع نتائج الاختبارات الشاملة. يجب أن تكون المواد المستخدمة في الاختبارات متوافقة مع المواد المستخدمة في المنشأ. يجب أن تستند المقاومة الاسمية على كسور 5 في المائة من المقاومة الأساسية للمسمار الفردي. بالنسبة للمقاومة الاسمية المتعلقة بمقاومة الخرسانة، يجب أن تؤخذ في الاعتبار تعديلات لتأثيرات الحجم، وعدد المسمار، وتأثيرات التباعد القريب للمسمار، والقرب من الحواف، وعمق العنصر الخرساني، والتحميل اللامركزي لمجموعات المسمار، وتأثير التشقق. يجب أن تكون حدود مسافة الحافة والتباعد في نماذج التصميم متناسبة مع الاختبارات التي تم التحقق منها. يجب أن تعتمد مقاومة المسمار على نماذج التصميم التي تلبى 17.5.1.2 لما يلي:

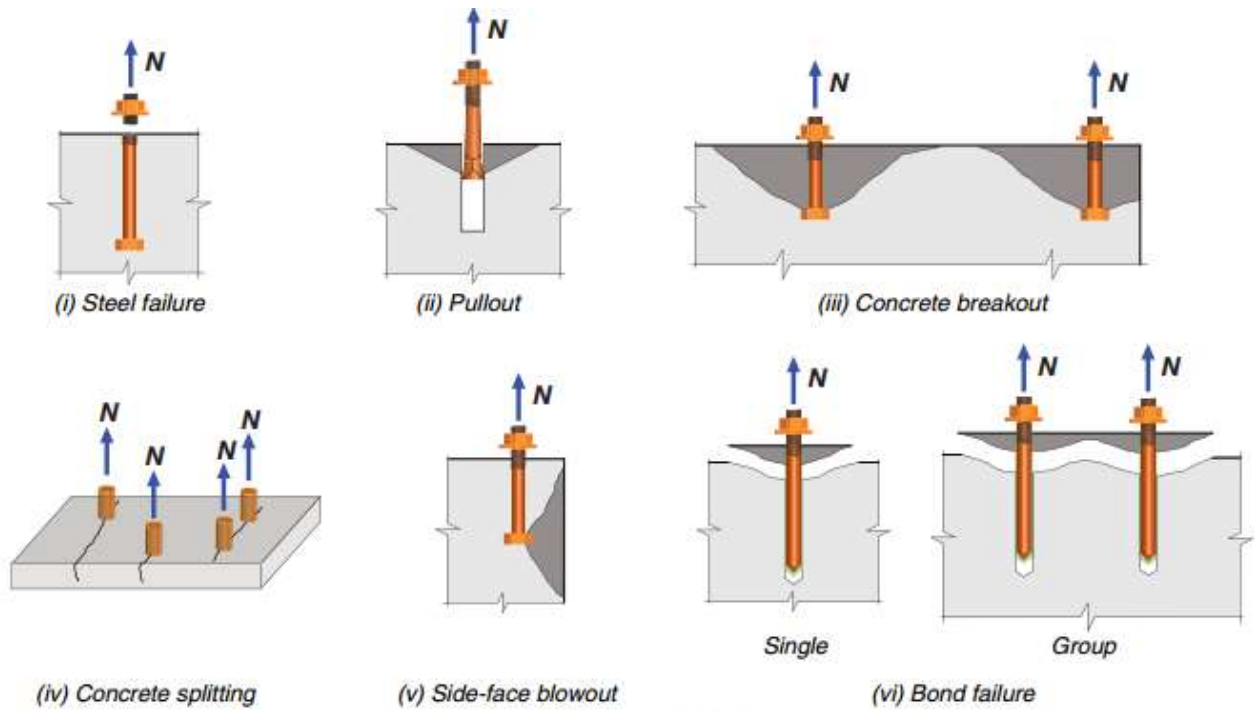
- (أ) مقاومة الحديد للمسمار في الشد
- (ب) مقاومة اختراق المسمار للخرسانة في الشد
- (ج) مقاومة السحب لمسمار فردي مصبوب ومسمار لاحقة الشد موسعة وحلزونية وارتدادية في الشد
- (د) مقاومة الانفجار للوحة الجانبية لمسمار ذو راس للخرسانة في الشد
- (هـ) مقاومة الترابط للمسمار اللاصق في الشد
- (و) مقاومة الحديد للمسمار في القص
- (ز) مقاومة اختراق المسمار للخرسانة في القص
- (ح) مقاومة البري للمسمار في الخرسانة في القص

## COMMENTARY

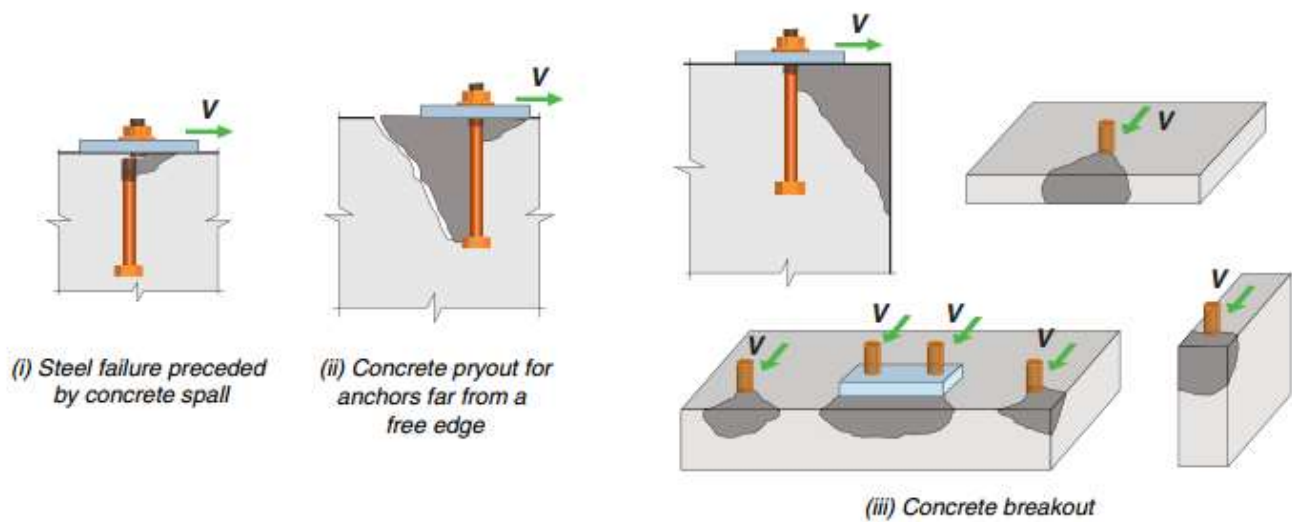
### التعليق

**R17.5.1.2** This section provides requirements for establishing the strength of anchors in concrete. The various types of steel and concrete failure modes for anchors are shown in Fig. R17.5.1.2(a) and R17.5.1.2(b). Comprehensive discussions of anchor failure modes are included in CEB (1997), Fuchs et al. (1995), Eligehausen and Balogh (1995), and Cook et al. (1998). Tension failure modes related to concrete include concrete breakout failure (applicable to all anchor types), pullout failure (applicable to cast-in anchors, post installed expansion, screw, and undercut anchors), side face blowout failure (applicable to headed anchors), and bond failure (applicable to adhesive anchors). Shear failure modes related to concrete include concrete breakout failure and concrete pryout (applicable to all anchor types). These failure modes are described in the deemed-to-comply provisions of 17.6.2, 17.6.3, 17.6.4, 17.6.5, 17.7.2, and 17.7.3. Any model that complies with the requirements of 17.5.1.2 and 17.5.2.3 can be used to establish the concrete-related strengths. Additionally, anchor tensile and shear strengths are limited by the minimum spacings and edge distances of 17.9 to preclude splitting. The design of post-installed anchors recognizes that the strength of anchors is sensitive to appropriate installation; installation requirements are included in Chapter 26. Some post-installed anchors are less sensitive to installation errors and tolerances. This is reflected in various  $\phi$ -factors given in 17.5.3 and based on the assessment criteria of ACI 355.2 and ACI 355.4M. The breakout strength of an unreinforced connection can be taken as an indication of the load at which significant cracking will occur. Such cracking can represent a serviceability problem if not controlled (refer to R17.7.2.1).

**R17.5.1.2** يقدم هذا القسم متطلبات إنشاء مقاومة المسمار في الخرسانة. يوضح الشكلان (أ) و (ب) R17.5.1.2 الأنواع المختلفة لأنماط لانتهيار الحديد والخرسانة للمسمار. تم إدخال المناقشات الشاملة حول أنماط انهيار المسمار في مجلس الرؤساء التنفيذيين (1997)، Fuchs et al. (1995)، Eligehausen and Balogh (1995)، and Cook et al. (1998). تتضمن أنماط انهيار الشد المتعلقة بالخرسانة انهيار اختراق الخرسانة (ينطبق على جميع أنواع المسمار)، وانهيار السحب (ينطبق على المسمار المصبوبة، ومسمار لاحقة التثبيت الموسعة والحلزونية والارتدادية)، وانهيار الانفجار الجانبية للوحة (ينطبق على المسمار ذات الرأس)، وانهيار الترابط (ينطبق على المسمار اللاصقة). تشتمل أنماط انهيار القص المتعلقة بالخرسانة على انهيار اختراق الخرسانة والبري للخرسانة (ينطبق على جميع أنواع المسمار). يتم وصف أنماط الانهيار هذه في الأحكام التي تم اعتبارها للامثال في 17.6.2 و 17.6.3 و 17.6.4 و 17.6.5 و 17.7.2 و 17.7.3. يمكن استخدام أي نموذج يتوافق مع متطلبات 17.5.1.2 و 17.5.2.3 لتحديد المقاومة المتعلقة بالخرسانة. بالإضافة إلى ذلك، فإن مقاومة الشد والقص للمسمار مقيدة بالحد الأدنى للتباعد ومسافات الحواف البالغة 17.9 لمنع الانقسام. يعترف تصميم المسمار لاحقة التثبيت بأن مقاومة المسمار حساسة للتثبيت المناسب؛ يتم تضمين متطلبات التثبيت في الفصل 26. بعض المسمار لاحقة التثبيت أقل حساسية لأخطاء التثبيت والتفاوتات. وينعكس ذلك في الاختلاف في المعاملات الواردة في 17.5.3 واستناداً إلى معايير التقييم ACI 355.2 و ACI 355.4M. يمكن أن تؤخذ مقاومة الاختراق في الاتصال الغير مسلح كمؤشر للحمل الذي يحدث عنده تشقق كبير. يمكن أن يمثل هذا التشقق مشكلة في الخدمة إذا لم يتم التحكم فيها (راجع R17.7.2.1).



### (a) Tensile loading



### (b) Shear loading

Fig. R17.5.1.2—Failure modes for anchors.

الشكل R17.5.1.2. أنماط انهيار المسامير.

## CODE

### الكود

**17.5.1.3** Strength of anchors shall be permitted to be determined in accordance with 17.6 for 17.5.1.2(a) through (e), and 17.7 for 17.5.1.2(f) through (h). For adhesive anchors that resist sustained tension, the requirements of 17.5.2.2 shall apply.

**17.5.1.3** يسمح بتحديد مقاومة المسامير وفقاً لـ 17.6 من 17.5.1.2 (أ) إلى (هـ) و 17.7 لـ 17.5.1.2 (و) حتى (ح). بالنسبة للمسامير اللاصقة التي تقاوم الشد المستمر ، يتم تطبيق متطلبات 17.5.2.2.

**17.5.1.3.1** Anchor group effects shall be considered wherever two or more anchors have spacing less than the critical spacing in Table 17.5.1.3.1, where only those anchors susceptible to the particular failure mode under investigation shall be included in the group.

**17.5.1.3.1** يجب مراعاة تأثيرات مجموعة المسامير عندما يكون هناك مسافة تثبيت بين مساميرين أو أكثر أقل من التباعد الحرج في الجدول 17.5.1.3.1 ، حيث يجب تضمين فقط تلك المسامير المعرضة لنمط الانهيار المحدد قيد البحث في المجموعة.

**Table 17.5.1.3.1—Critical spacing**

الجدول 17.5.1.3.1 - التباعد الحرج

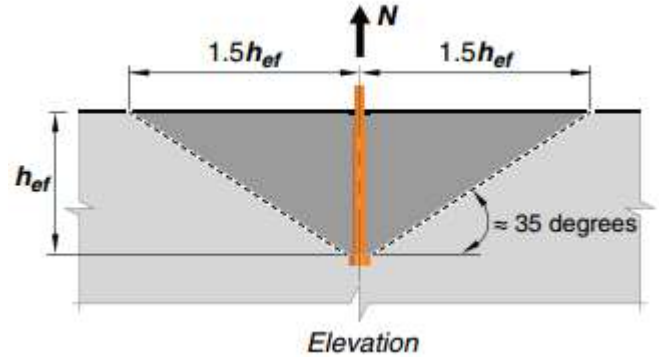
Failure mode under investigation	Critical spacing
Concrete breakout in tension	$3h_{ef}$
Bond strength in tension	$2c_{Nd}$
Concrete breakout in shear	$3c_{ed}$

## COMMENTARY

### التعليق

**R17.5.1.3** The method for concrete breakout design deemed to comply with the requirements of 17.5.1.2 was developed from the concrete capacity design (CCD) Method (Fuchs et al. (1995); Eligehausen and Balogh (1995), which was an adaptation of the Kappa Method (Eligehausen and Fuchs 1988; Eligehausen et al. 2006a) with a breakout failure surface angle of approximately 35 degrees (Fig. 17.5.1.3a and b). It is considered to be sufficiently accurate, relatively easy to apply, and capable of extension to irregular layouts. The CCD Method predicts the strength of an anchor or anchor group by using a basic equation for tension in cracked concrete, which is multiplied by factors that account for the number of anchors, edge distance, spacing, eccentricity, and absence of cracking. For shear, a similar approach is used. Experimental and numerical investigations have demonstrated the applicability of the CCD Method to adhesive anchors as well (Eligehausen et al. 2006a).

**R17.5.1.3** تم تطوير طريقة تصميم الاختراق للخرسانة الذي يعتبر متوافقاً مع متطلبات 17.5.1.2 من طريقة تصميم السعة الخرسانية (CCD) (Fuchs et al. (1995)؛ Eligehausen and Balogh (1995) ، والتي كانت تعديل لطريقة كتابا 1988 (Eligehausen and Fuchs 1988) ؛ Eligehausen et al. (2006a) بزواوية سطح انهيار الاختراق تبلغ 35 درجة تقريباً (الشكل 17.5.1.3a) ، وتعتبر دقيقة بما فيه الكفاية وسهلة نسبياً للتطبيق ، وقادرة على التمدد إلى التخطيطات الغير منتظمة. تتوقع طريقة CCD مقاومة المسمار أو مجموعة المسامير باستخدام معادلة أساسية للشد في الخرسانة المتشققة ، والتي يتم ضربها في المعاملات التي تمثل عدد المسامير ، ومسافة الحافة ، والتباعد ، واللامركزية ، وغياب التشقق. بالنسبة للقص ، يتم استخدام نهج مشابه ، وقد أثبتت التحقيقات التجريبية والعديدية إمكانية تطبيق طريقة CCD على المسامير اللاصقة أيضاً. (Eligehausen et al. 2006a).



**Fig. R17.5.1.3a—Breakout cone for tension.**

الشكل - R17.5.1.3a مخروط الاختراق للشد.

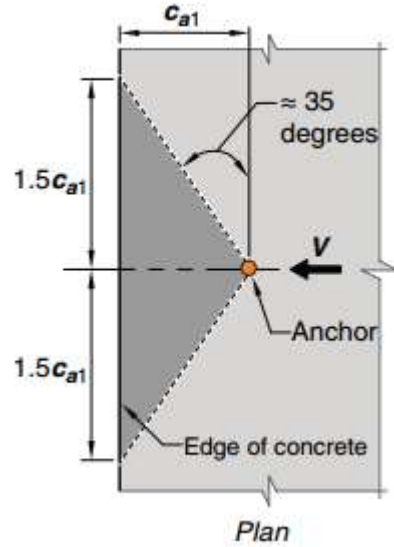


Fig. R17.5.1.3b—Breakout cone for shear

الشكل R17.5.1.3b مخروط الاختراق للقص

**17.5.1.4** Strength of anchors shall be permitted to be based on test evaluation using the 5 percent fractile of applicable test results for 17.5.1.2 (a) through (h).

**17.5.1.4** يجب أن تعتمد مقاومة المسامير على تقييم الاختبار باستخدام نسبة 5 في المائة من نتائج الاختبار القابلة للتطبيق من 17.5.1.2 (أ) إلى (ح).

**R17.5.1.4** Sections 17.5.1.2 and 17.5.2.3 establish the performance factors for which anchor design models are required to be verified. Many possible design approaches exist, and the user is always permitted to “design by test” using 17.5.1.4 as long as sufficient data are available to verify the model. Test procedures can be used to determine the single-anchor breakout strength in tension and in shear. The test results, however, are required to be evaluated on a basis statistically equivalent to that used to select the values for the concrete breakout method considered to satisfy provisions of 17.5.1.2. The basic strength cannot be taken greater than the 5 percent fractile. The number of tests has to be sufficient for statistical validity and should be considered in the determination of the 5 percent fractile.

**R17.5.1.4** يحدد القسمان 17.5.1.2 و 17.5.2.3 معاملات الأداء التي تتطلب التحقق من نماذج تصميم المسامير. توجد العديد من مناهج التصميم الممكنة ، ويسمح للمستخدم دائماً "بالتصميم باختبار" باستخدام 17.5.1.4 طالما أن البيانات المناسبة متاحة للتحقق من النموذج. يمكن استخدام إجراءات الاختبار لتحديد مقاومة اختراق المسامير الفردي للخرسانة في الشد والقص. ومع ذلك ، يلزم تقييم نتائج الاختبار على أساس مكافئ إحصائياً لتلك المستخدمة لتحديد القيم للطريقة المعتمدة لاختراق الخرسانة لتلبية شروط 17.5.1.2. لا يمكن أن تؤخذ المقاومة الأساسية أكبر من كسور 5 في المائة. يجب أن يكون عدد الاختبارات مناسباً للتحقق من صحتها الإحصائية ويجب أن يؤخذ في الاعتبار عند تحديد نسبة 5 في المائة القابلة للالتكاسر.



## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**17.5.2** For each applicable factored load combination, design strength of anchors shall satisfy the criteria in Table 17.5.2.

**17.5.2** لكل تركيبة حمولة مصعدة قابلة للتطبيق ، يجب أن تستوفي المقاومة التصميمية للمسامير المعايير الواردة في الجدول 17.5.2.

**Table 17.5.2—Design strength requirements of anchors**  
الجدول 17.5.2 - متطلبات المقاومة التصميمية للمسامير

Failure mode	Single anchor	Anchor group <sup>[1]</sup>	
		Individual anchor in a group	Anchors as a group
Steel strength in tension (17.6.1) <sup>[2]</sup>	$\phi N_{st} \geq N_{sa}$	$\phi N_{st} \geq N_{sa,i}$	
Concrete breakout strength in tension <sup>[3]</sup> (17.6.2)	$\phi N_{cb} \geq N_{sa}$		$\phi N_{cbg} \geq N_{sa,g}$
Pullout strength in tension (17.6.3)	$\phi N_{pn} \geq N_{sa}$	$\phi N_{pn} \geq N_{sa,i}$	
Concrete side-face blowout strength in tension (17.6.4)	$\phi N_{sb} \geq N_{sa}$		$\phi N_{sbg} \geq N_{sa,g}$
Bond strength of adhesive anchor in tension (17.6.5)	$\phi N_{ab} \geq N_{sa}$		$\phi N_{abg} \geq N_{sa,g}$
Steel strength in shear (17.7.1)	$\phi V_{sa} \geq V_{sa}$	$\phi V_{sa} \geq V_{sa,i}$	
Concrete breakout strength in shear <sup>[3]</sup> (17.7.2)	$\phi V_{cb} \geq V_{sa}$		$\phi V_{cbg} \geq V_{sa,g}$
Concrete pryout strength in shear (17.7.3)	$\phi V_{cp} \geq V_{sa}$		$\phi V_{cpg} \geq V_{sa,g}$

[1] Design strengths for steel and pullout failure modes shall be calculated for the most highly stressed anchor in the group.

[2] Sections referenced in parentheses are pointers to models that are permitted to be used to evaluate the nominal strengths.

[3] If anchor reinforcement is provided in accordance with 17.5.2.1, the design strength of the anchor reinforcement shall be permitted to be used instead of the concrete breakout strength

[1] تُحسب المقاومة التصميمية لأنماط انهيار الحديد والسحب للمسامير الأكثر إجهاداً في المجموعة.

[2] تشير الأقسام المشار إليها بين قوسين إلى النماذج المسموح باستخدامها لتقييم المقاومة الاسمية.

[3] في حالة توفير تسليح المسمار وفقاً لـ 17.5.2.1 ، يُسمح باستخدام المقاومة التصميمية لتسليح المسمار بدلاً من مقاومة اختراق الخرسانة

**R17.5.2** Under combined tension and bending, individual anchors in a group may be required to resist different magnitudes of tensile force. Similarly, under combined shear and torsion, individual anchors in a group may be required to resist different magnitudes of shear. Table 17.5.2 includes requirements to design single anchors and individual anchors in a group to safeguard against all potential failure modes. For steel and pullout failure modes, the most highly stressed anchor in the group should be checked to ensure it has sufficient strength to resist its required load. For concrete breakout, the anchors should be checked as a group. Elastic analysis or plastic analysis of ductile anchors as described in 17.2.1 may be used to determine the loads resisted by each anchor. The addition of reinforcement in the direction of the load to restrain concrete breakout can enhance the strength and deformation capacity of the anchor connection. Such enhancement is practical with cast-in anchors such as those used in precast sections. Klingner et al. (1982), fb (2011), ACI 349M, and Elgehausen et al. (2006b) provide information regarding the effect of reinforcement on the behavior of anchors. The effect of reinforcement is not included in the ACI 355.2 and ACI 355.4M anchor acceptance tests or in the concrete breakout calculation method of 17.6.2 and 17.7.2. Anchor reinforcement may be provided in accordance with 17.5.2.1 and developed according to Chapter 25 instead of calculating breakout strength.

**R17.5.2** تحت الشد والانحناء المشترك ، قد تكون هناك حاجة إلى مسامير فردية في مجموعة لمقاومة المقادير المختلفة لقوة الشد. وبالمثل ، تحت القص المشترك والالتواء ، قد تكون هناك حاجة إلى المسامير الفردية في المجموعة لمقاومة المقادير المختلفة للقص . يتضمن الجدول 17.5.2 متطلبات تصميم المسامير الفردية والمسامير الفردية في مجموعة للحماية ضد جميع أنماط الانهيار المحتملة. بالنسبة لأنماط انهيار الحديد والسحب، يجب فحص المسامير الأكثر إجهاداً في المجموعة لضمان أن لديها مقاومة كافية لمقاومة الحمل المطلوب. لأختراق الخرسانة ، يجب فحص المسامير كمجموعة. يمكن استخدام التحليل المرن أو التحليل اللدن للمسامير اللينة كما هو موضح في 17.2.1 لتحديد الأحمال التي يقاومها كل مسمار. يمكن أن تعزز إضافة التسليح في اتجاه الحمل لتقييد اختراق الخرسانة ومقاومة وقدرة تشوه اتصال المسمار. يكون هذا التحسين عملياً مع المسامير المصبوقة مثل تلك المستخدمة في المقاطع مسبقة الصب (Klingner et al. (1982) ، fb (2011) ، ACI 349M ، و Elgehausen et al. (2006) تقديم معلومات بشأن تأثير التسليح على سلوك المسامير. لم يتم إدخال تأثير التسليح في اختبارات قبول المسمار ACI 355.2 و ACI 355.4M أو في طريقة حساب اختراق الخرسانة 17.6.2 و 17.7.2. يمكن توفير تسليح المسمار وفقاً لـ 17.5.2.1 ويتم تثبيتها وفقاً للفصل 25 بدلاً من حساب مقاومة الاختراق.



**17.5.2.1** The design strength of anchor reinforcement shall be permitted to be used instead of the concrete breakout strength if (a) or (b) is satisfied.

(a) For tension, if anchor reinforcement is developed in accordance with **Chapter 25** on both sides of the concrete breakout surface

(b) For shear, if anchor reinforcement is developed in accordance with Chapter 25 on both sides of the concrete breakout surface, or encloses and contacts the anchor and is developed beyond the breakout surface.

**17.5.2.1** يجب السماح باستخدام المقاومة التصميمية لتسليح المسمار بدلاً من مقاومة اختراق الخرسانة إذا تم استيفاء (أ) أو (ب).  
(أ) للشد ، إذا تم تثبيت تسليح المسمار وفقاً للفصل 25 على جانبي سطح اختراق الخرسانة  
(ب) بالنسبة للقص ، إذا تم تثبيت تسليح المسمار وفقاً للفصل 25 على جانبي سطح الاختراق للخرسانة ، أو يحيط المسمار وتلامسها ويتم تثبيتها خارج سطح الاختراق.

**17.5.2.1.1** Strength reduction factor  $\phi$  for anchor reinforcement shall be in accordance with 17.5.3.

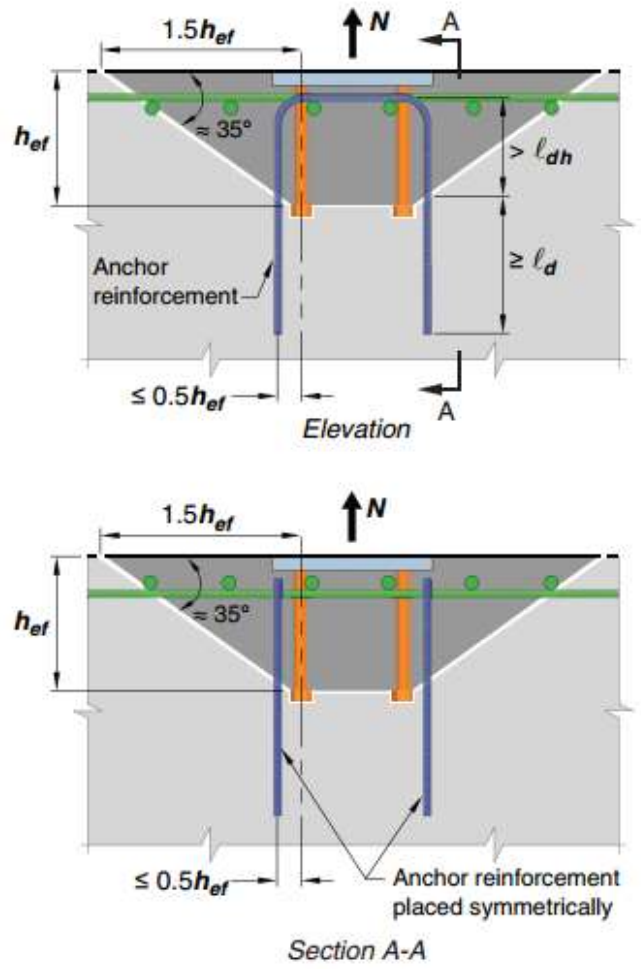
**17.5.2.1.1** يكون معامل تخفيض المقاومة  $\phi$  لتسليح المسمار طبقاً لـ 17.5.3.

**R17.5.2.1** For conditions where the factored tensile or shear force exceeds the concrete breakout strength of the anchor(s) or if the breakout strength is not evaluated, the nominal strength can be based on properly developed anchor reinforcement as illustrated in Fig. R17.5.2.1a for tension and Fig. R17.5.2.1b(i) and Fig. R17.5.2.1b(ii) for shear. Because anchor reinforcement is placed below where the shear is applied (refer to Fig. R17.5.2.1b), the force in the anchor reinforcement will be larger than the shear force. Anchor reinforcement is distinguished from supplementary reinforcement in that it is designed exclusively for the anchor loads and is intended to preclude concrete breakout. Strut and tie models may be used to design anchor reinforcement. For practical reasons, anchor reinforcement is only used for cast-in anchor applications.

**(a)** Care needs to be taken in the selection and positioning of anchor reinforcement for tension. Ideally tension anchor reinforcement should consist of stirrups, ties, or hairpins placed as close as practicable to the anchor. It is beneficial for the anchor reinforcement to enclose the surface reinforcement where applicable. Anchor reinforcement spaced less than  $0.5h_{ef}$  from the anchor centerline may be considered as effective. The research (Eligehausen et al. 2006b) on which these provisions are based was limited to anchor reinforcement with maximum diameter equivalent to a No. 16 bar.

**(b)** To ensure development of anchor reinforcement for shear, the enclosing anchor reinforcement shown in Fig. R17.5.2.1(b)(i) should be in contact with the anchor and placed as close as practicable to the concrete surface. The research (Eligehausen et al. 2006b) on which the provisions for enclosing reinforcement are based was limited to anchor reinforcement with maximum diameter equivalent to a No. 16 bar. The larger bend radii associated with larger bar diameters may significantly reduce the effectiveness of the anchor reinforcement for shear; therefore, anchor reinforcement larger than a No. 19 bar is not recommended. Because development for full  $f_y$  is required, the use of excess reinforcement to reduce development length is not permitted for anchor reinforcement. The anchor reinforcement for shear may also consist of stirrups, ties, hoops, or hairpins enclosing the edge reinforcement embedded in the breakout volume and placed as close to the anchors as practicable (refer to Fig. R17.5.2.1b(ii)). Generally, reinforcement spaced less than the smaller of  $0.5c_{a1}$  and  $0.3c_{a2}$  from the anchor centerline should be included as anchor reinforcement. In this case, the anchor reinforcement must be developed on both sides of the breakout surface. For equilibrium, edge reinforcement is required. The research on which these provisions are based was limited to anchor reinforcement with maximum diameter equivalent to a No. 19 bar.

**R17.5.2.1** بالنسبة للحالات التي تتجاوز فيها قوة الشد أو القص المصعدة مقاومة اختراق المسمار للخرسانة أو إذا لم يتم تقييم مقاومة الاختراق ، يمكن أن تعتمد المقاومة الاسمية على تسليح المسمار المثبت بشكل صحيح كما هو موضح في الشكل R17.5.2.1a. للشد والشكل R17.5.2.1b (i) والشكل R17.5.2.1b (ii) للقصر. نظرًا لأنه يتم وضع تسليح المسمار أدناه حيث يتم تطبيق القص (راجع الشكل R17.5.2.1b) ، فإن القوة في تسليح المسمار ستكون أكبر من قوة القص. يتميز تسليح المسمار عن التسليح الإضافي من حيث أنه مصمم خصيصًا لأحمال المسمار ويهدف إلى منع اختراق الخرسانة. يمكن استخدام نماذج ركيزة - شداد في تصميم تسليح المسمار . لأسباب عملية ، يستخدم تسليح المسمار فقط لتطبيقات المسمار. (أ) يجب توخي الحذر عند اختيار وتسليح المسمار للشد. من الناحية المثالية ، يجب أن يتكون تسليح المسمار من الكانات أو الروابط أو مسامير الغرز الموضوعة في أقرب مكان ممكن من المسمار. من المفيد لتسليح المسمار أن يغلق التسليح السطحي حيثما ينطبق ذلك. يمكن اعتبار تباعد تسليح المسمار أقل من  $h_{ef} 0.5$  من خط المركز للمسمار على أنها فعالة. اقتصر البحث (Eligehausen et al. 2006b) الذي تستند إليه هذه الأحكام على تسليح المسمار بأقصى قطر سيخ رقم 16. (ب) لضمان تطوير تسليح المسمار للقصر ، يجب أن يكون تسليح المسمار المرفق الموضح في الشكل R17.5.2.1 (b) (i) ملاصقًا للمسمار وأن يكون قريبًا قدر الإمكان من سطح الخرسانة. إن البحث (Eligehausen et al. 2006b) الذي تستند إليه أحكام تسليح المسمار يقتصر على تسليح المسمار بأقصى قطر سيخ رقم 16. قد يقلل نصف قطر الانحناء الأكبر المرتبط بأقطار أكبر سيخ بشكل فعال من فعالية تسليح المسمار للقصر ؛ لذلك ، لا يوصى تسليح المسمار بأقصى قطر سيخ رقم 19. نظرًا لأن التطوير الكامل لـ  $F_y$  مطلوب ، فإن استخدام التسليح الزائد لتقليل طول التثبيت غير مسموح به لتسليح المسمار. قد يتكون تسليح المسمار للقصر أيضًا من الكانات أو الروابط أو الأطواق أو مسامير الغرز التي تحيط بتسليح الحافة المغمورة في حجم الاختراق وتوضع بالقرب من المسامير قدر الإمكان (راجع الشكل R17.5.2.1b (ii)). بشكل عام ، يجب ادخال التسليح بتباعد أقل من  $1.5 a$  و  $0.3 ca$  الأصغر من خط المركز للمسمار كتسليح المسمار . في هذه الحالة ، يجب تثبيت تسليح المسمار على جانبي سطح الاختراق. لتحقيق التوازن ، يلزم تسليح الحافة. اقتصر البحث الذي تستند إليه هذه الأحكام على تسليح المسمار بأقصى قطر سيخ رقم 19.



*Fig. R17.5.2.1a—Anchor reinforcement for tension.*

الشكل - R17.5.2.1a. تسليح المسمار للشد.

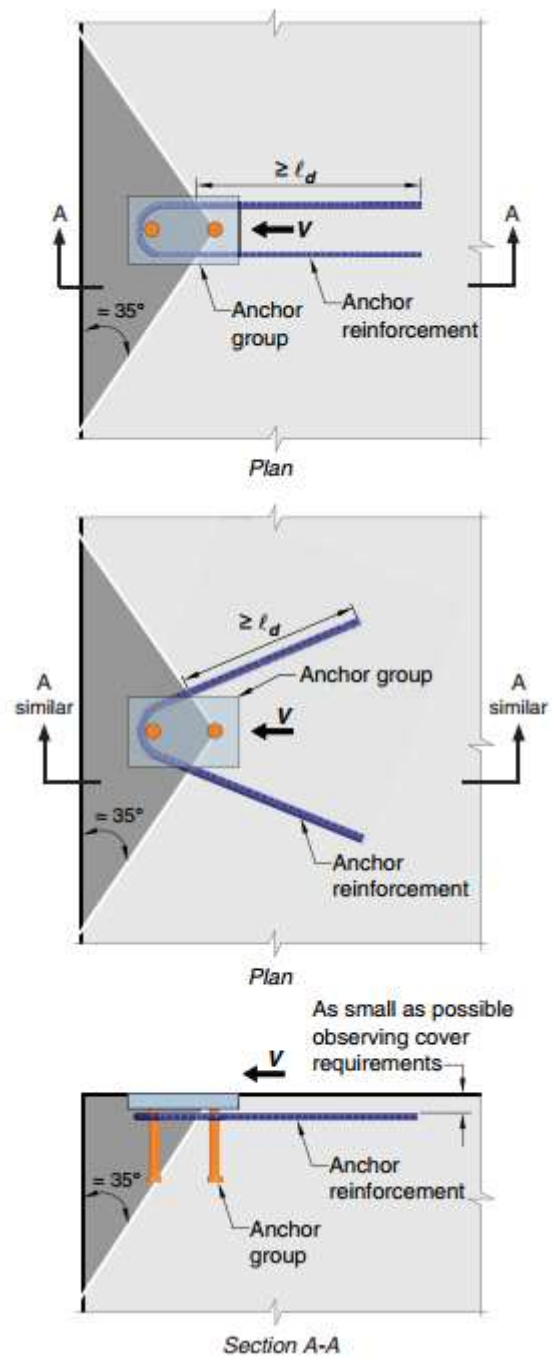
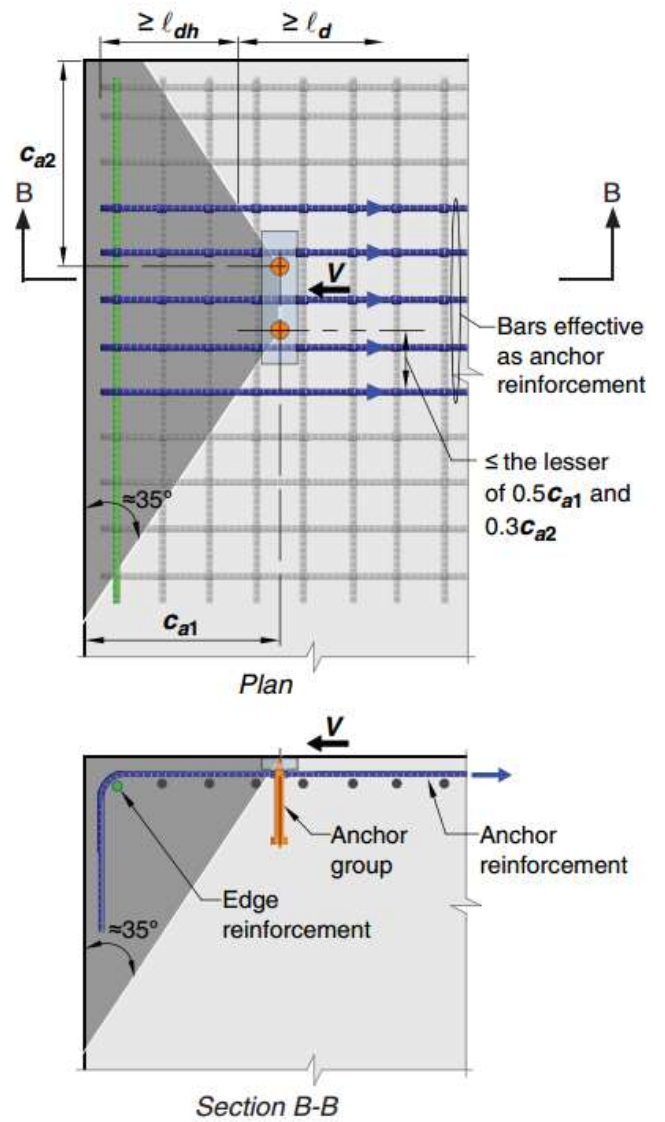


Fig. R17.5.2.1b(i)—Hairpin anchor reinforcement for shear.

الشكل - R17.5.2.1b (i). تسليح مسامير الغرز للقص.



**Fig. R17.5.2.1b(ii)**—Edge reinforcement and anchor reinforcement for shear.

الشكل - R17.5.2.1b (ii). تسليح الحافة وتسليح المسمار للقص.

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

17.5.2.2 Design of adhesive anchors to resist sustained tension shall satisfy Eq. (17.5.2.2)

17.5.2.2 يجب أن يكون تصميم المسامير اللاصقة لمقاومة الشد المستمر مستوفياً. (17.5.2.2)

$$0.55\phi N_{ba} \geq N_{ua,s} \quad (17.5.2.2)$$

where  $N_{ba}$  is basic bond strength in tension of a single adhesive anchor and  $N_{ua,s}$  is the factored sustained tensile load.

حيث  $N_{ba}$  هي مقاومة الترابط الأساسية في شد مسمار لاصق فردي و  $N_{ua}$  ،  
s هو حمل الشد المستمر المصعد.

**R17.5.2.2** For adhesive anchors that resist sustained tensile load, an additional calculation for the sustained portion of the factored load for a reduced bond resistance is required to account for possible bond strength reductions under sustained tension. The resistance of adhesive anchors to sustained tension is particularly dependent on correct installation, including hole cleaning, adhesive metering and mixing, and prevention of voids in the adhesive bond line (annular gap). In addition, care should be taken in the selection of the correct adhesive and bond strength for the expected on-site conditions such as the concrete condition during installation (dry or saturated, cold or hot), the drilling method used (rotary impact drill, rock drill, or core drill), and anticipated in-service temperature variations in the concrete. The 0.55 factor used for the additional calculation for sustained tension is correlated with **ACI 355.4M** test requirements and provides satisfactory performance of adhesive anchors under sustained tensile loads in accordance with **ACI 355.4M**. Product evaluation according to ACI 355.4M is based on sustained tensile loads being present for 50 years at a standard temperature of 21°C and 10 years at a temperature of 43°C. For longer life spans (for example, greater than 50 years) or higher temperatures, lower factors should be considered. Additional information on use of adhesive anchors for such conditions can be found by consulting with the adhesive manufacturer. Adhesive anchors are particularly sensitive to installation direction and load type. Adhesive anchors installed overhead that resist sustained tension are of concern because previous applications of this type have led to failures (**National Transportation Safety Board 2007**). Other anchor types may be more appropriate for such cases. For adhesive anchors that resist sustained tension in horizontal or upwardly inclined orientations, it is essential to meet test requirements of ACI 355.4M for sensitivity to installation direction, use certified installers, and require special inspection. Inspection and installation requirements are provided in **Chapter 26**.



**R17.5.2.2** بالنسبة للمسامير اللاصقة التي تقاوم حمل الشد المستمر ، يلزم إجراء حساب إضافي للجزء المستمر من الحمل المصعد لمقاومة الترابط المخفضة لمراعاة انخفاضات مقاومة الترابط المحتملة في ظل الشد المستمر. تعتمد مقاومة المسامير اللاصقة للشد المستمر بشكل خاص على التثبيت الصحيح ، بما في ذلك تنظيف الثقب ، وقياس وخلط المواد اللاصقة ، ومنع الفراغات في خط الترابط اللاصق (الفجوة الحلقية). بالإضافة إلى ذلك ، يجب توخي الحذر عند اختيار المادة اللاصقة ومقاومة الربط الصحيحة للحالات المتوقعة في الموقع مثل حالة الخرسانة أثناء التثبيت (جاف أو مشبع أو بارد أو ساخن) ، طريقة الحفر المستخدمة (حفر الصدم الدوراني، حفر الصخور ، أو الحفر في النواة) ، والتغيرات المتوقعة في درجة الحرارة أثناء الخدمة في الخرسانة. يرتبط معامل 0.55 المستخدم في الحساب الإضافي للشد المستمر بمتطلبات اختبار ACI 355.4M ويوفر أداء مرضياً للمسامير اللاصقة تحت أحمال الشد المستمرة وفقاً لـ ACI 355.4M يعتمد تقييم المنتج وفقاً لـ ACI 355.4M على أحمال شد مستمرة موجودة لمدة 50 عاماً عند درجة حرارة قياسية تبلغ 21 درجة مئوية و 10 سنوات عند درجة حرارة 43 درجة مئوية. لفترات عمر أطول (على سبيل المثال ، أكثر من 50 عاماً) أو درجات حرارة أعلى ، يجب مراعاة العوامل الأقل. يمكن العثور على معلومات إضافية حول استخدام المسامير اللاصقة لمثل هذه الحالات من خلال التشاور مع الشركة المصنعة للمواد اللاصقة. المسامير اللاصقة حساسة بشكل خاص لاتجاه التثبيت ونوع الحمل. تعتبر المسامير اللاصقة المثبتة رأسياً والتي تقاوم الشد المستمر مصدر قلق لأن التطبيقات السابقة من هذا النوع أدت إلى الانهيار (المجلس الوطني للنقل الآمن 2007) . قد تكون أنواع المسامير الأخرى أكثر ملاءمة لمثل هذه الحالات. بالنسبة للمسامير اللاصقة التي تقاوم الشد المستمر في الاتجاهات الأفقية أو المائلة لأعلى ، من الضروري تلبية متطلبات الاختبار لـ ACI 355.4M للحساسية لـ اتجاه التثبيت ، واستخدام المثبتات المعتمدة ، وتتطلب فحصاً خاصاً. يتم توفير متطلبات الإشراف والتثبيت في الفصل 26.

**17.5.2.2.1** For groups of adhesive anchors subject to sustained tension, Eq. (17.5.2.2) shall be satisfied for the anchor that resists the highest sustained tension.

**17.5.2.2.1** لمجموعات المسامير اللاصقة المعرضة للشد المستمر ، المعادلة (17.5.2.2) يجب أن تكون مستوفيه عن المسمار الذي يقاوم أعلى شد مستمر.

**R17.5.2.2.1** The check for anchor groups is limited to the highest loaded anchor in the group, analogous to the design for pullout.

**R17.5.2.2.1** يقتصر التحقق من مجموعة المسامير على أعلى مسمار محمل في المجموعة ، وهو مماثل لتصميم السحب.

**17.5.2.3** If both  $N_{ua}$  and  $V_{ua}$  are present, interaction effects shall be considered using an interaction expression that results in calculated strengths in substantial agreement with results of comprehensive tests. This requirement shall be considered satisfied by 17.8.

**17.5.2.3** في حالة وجود كل من  $N_{ua}$  و  $V_{ua}$  ، يجب مراعاة تأثيرات التفاعل باستخدام تعبير تفاعل ينتج عنه مقاومة محسوبة في توافق جوهري مع نتائج الاختبارات الشاملة. يعتبر هذا الشرط مستوفى بـ 17.8.

**17.5.2.4** Anchors shall satisfy the edge distances, spacings, and thicknesses in 17.9 to preclude splitting failure.

**17.5.2.4** يجب أن تستوفي المسامير مسافات الحواف والتباعد والسمك في 17.9 لمنع انهيار الانقسام.

**17.5.2.5** Anchors in structures assigned to Seismic Design Category C, D, E, or F shall satisfy the additional requirements of 17.10.

**17.5.2.5** يجب أن تستوفي المسامير في المنشآت المخصصة لفئة التصميم الزلزالي C أو D أو E أو F المتطلبات الإضافية لـ 17.10.

**17.5.2.6** Attachments with shear lugs used to transfer structural loads shall satisfy the requirements of 17.11.

**17.5.2.6** يجب أن تفي المرفقات ذات أرجل القص المستخدمة لنقل الأحمال الإنشائية بمتطلبات 17.11.

**17.5.3** Strength reduction factor  $\phi$  for anchors in concrete shall be in accordance with Tables 17.5.3(a), 17.5.3(b), and 17.5.3(c). Strength reduction factor  $\phi$  for anchor reinforcement shall be 0.75.

**17.5.3** يجب أن يكون معامل تخفيض المقاومة  $\phi$  للمسامير في الخرسانة طبقاً للجدول 17.5.3 (أ) و 17.5.3 (ب) و 17.5.3 (ج). يكون معامل تخفيض المقاومة 0.7 لتسليح المسمار 0.75.

**R17.5.3** The  $\phi$ -factors for the anchor steel strength in Table 17.5.3(a) are based on using  $f_{uta}$  to determine the nominal strength of the anchor (refer to 17.6.1 and 17.7.1) rather than  $f_{ya}$ , as used in the design of reinforced concrete members. Although the  $\phi$ -factors for use with  $f_{uta}$  appear low, they result in a level of safety consistent with the use of higher  $\phi$ -factors applied to  $f_{ya}$ . The  $\phi$ -factors for shear, which are smaller than for tension, do not reflect basic material differences but rather account for the possibility of a non-uniform distribution of shear in connections with multiple anchors. The  $\phi$ -factors for anchor strength governed by concrete breakout, bond, and side-face blowout in Table 17.5.3(b) are separated into two groups based on the presence or absence of supplementary reinforcement. The supplementary reinforcement classifications of this table replace the "Condition A" and "Condition B" designations in previous Codes. Applications with supplementary reinforcement provide more deformation capacity, permitting the  $\phi$ -factors to be increased. An explicit design of supplementary reinforcement for anchor-related forces is not required; however, the arrangement of supplementary reinforcement should generally conform to that of the anchor reinforcement shown in Fig. R17.5.2.1(a) and R17.5.2.1(b)(i) and (ii). Unlike anchor reinforcement, full development of supplementary reinforcement beyond the assumed breakout failure plane is not required. For concrete breakout in shear for all anchor types and for brittle concrete failure modes for cast-in anchors, the basic strength reduction factor for brittle concrete failures ( $\phi = 0.70$ ) was chosen based on results of probabilistic studies. While this factor is greater than the strength reduction factor of structural plain concrete ( $\phi = 0.60$ ), the nominal resistance expressions used in this chapter and in the test requirements are based on the 5 percent fractiles; therefore,  $\phi = 0.60$  would be overly conservative. Comparison with other design procedures and probabilistic studies (Farrow and Klingner 1995) indicated that the choice of  $\phi = 0.70$  is justified. For the same cases with supplementary reinforcement, the value of  $\phi = 0.75$  is compatible with the level of safety for shear failures in concrete beams, and has been recommended in the *PCI Design Handbook* (MNL 120) and by ACI 349M. Tests included in ACI 355.2 and ACI 355.4M to assess sensitivity to installation procedures determine the Anchor Categories as given in Table 17.5.3(b) for proprietary post installed expansion, screw, undercut, and adhesive anchors. ACI 355.2 tests for installation sensitivity measure effects of variability in anchor torque during installation, tolerance on drilled hole size, and energy level used in setting anchors; for expansion, screw, and undercut anchors intended for use in cracked concrete, increased crack widths are considered. ACI 355.4M tests for installation sensitivity assess the influence of adhesive mixing and the influence of hole cleaning in dry, saturated, and water-filled/underwater bore holes.

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

Table 17.5.3(a)—Anchor strength governed by steel

الجدول 17.5.3 (أ) - مقاومة المسمار التي يحكمها الحديد

Type of steel element	Strength reduction factor $\phi$	
	Tension (steel)	Shear (steel)
Ductile	0.75	0.65
Brittle	0.65	0.60

Table 17.5.3(b)—Anchor strength governed by concrete breakout, bond, and side-face blowout

الجدول 17.5.3 (ب) - مقاومة المسمار التي يحكمها اختراق الخرسانة، الترابط، وانفجار الوجه الجانبي

Supplementary reinforcement	Type of anchor installation	Anchor Category <sup>[1]</sup> from ACI 355.2 or ACI 355.4M	Strength reduction factor $\phi$	
			Tension (concrete breakout, bond, or side-face blowout)	Shear (concrete breakout)
Supplementary reinforcement present	Cast-in anchors	Not applicable	0.75	0.75
		1	0.75	
	Post-installed anchors	2	0.65	
		3	0.55	
Supplementary reinforcement not present	Cast-in Anchors	Not applicable	0.70	0.70
		1	0.65	
	Post-installed anchors	2	0.55	
		3	0.45	

[1] Anchor Category 1 indicates low sensitivity to installation and high reliability; Anchor Category 2 indicates medium sensitivity and medium reliability; Anchor Category 3 indicates high sensitivity and lower reliability.

[1] تشير فئة المسمار 1 إلى حساسية منخفضة للتثبيت وموثوقية عالية ؛ تشير فئة المسمار 2 إلى حساسية متوسطة وموثوقية متوسطة ؛ تشير فئة المسمار 3 إلى حساسية عالية وموثوقية أقل.

Table 17.5.3(c)—Anchor strength governed by concrete pullout, or pryout strength

الجدول 17.5.3 (ج) - مقاومة المسمار يحكمها سحب الخرسانة، أو مقاومة البري

Type of anchor installation	Anchor Category <sup>[1]</sup> from ACI 355.2 or ACI 355.4M	Strength reduction factor $\phi$	
		Tension (concrete pullout)	Shear (concrete pryout)
Cast-in anchors	Not applicable	0.70	0.70
Post-installed anchors	1	0.65	
	2	0.55	
	3	0.45	

[1] Anchor Category 1 indicates low sensitivity to installation and high reliability; Anchor Category 2 indicates medium sensitivity and medium reliability; and Anchor Category 3 indicates high sensitivity and lower reliability.

[1] تشير فئة المسمار 1 إلى حساسية منخفضة للتثبيت وموثوقية عالية ؛ تشير فئة المسمار 2 إلى حساسية متوسطة وموثوقية متوسطة ؛ وتشير فئة المسمار 3 إلى حساسية عالية وموثوقية أقل.

R17.5.3 تستند المعاملات  $\phi$  لمقاومة حديد المسمار في الجدول 17.5.3 (أ) إلى استخدام futa لتحديد المقاومة الاسمية للمسمار (راجع 17.6.1 و 17.7.1) بدلاً من fya ، كما هو مستخدم في تصميم عناصر الخرسانة المسلحة. على الرغم من أن المعاملات  $\phi$  للاستخدام مع futa تبدو منخفضة ، إلا أنها تؤدي إلى مستوى من الأمان يتوافق مع استخدام المعاملات  $\phi$  الأعلى المطبقة على fya. لا تؤثر المعاملات  $\phi$  للقص ، التي هي أصغر من معاملات الشد، على اختلافات المواد الأساسية ، ولكنها بالأخص تفسر إمكانية التوزيع الغير منتظم للقص في الوصلات مع العديد من المسامير. يتم فصل المعاملات  $\phi$  لمقاومة المسمار التي يحكمها اختراق الخرسانة والترابط والانفجار للوجه الجانبي في الجدول 17.5.3 (ب) إلى مجموعتين بناءً على وجود أو عدم وجود تسليح اضافي. تحل تصنيفات التسليح الإضافي في هذا الجدول محل تسميات "الحالة أ" و "الحالة ب" في الرموز السابقة. توفر التطبيقات مع التسليح الإضافي المزيد من قدرة التشوه ، مما يسمح بزيادة المعاملات  $\phi$  . لا يلزم تصميم صريح للتسليح الإضافي للقوى المرتبطة بالمسمار ؛ ومع ذلك ، يجب أن يتوافق ترتيب التسليح الإضافي بشكل عام مع ترتيب التسليح الموضح في الشكل (R17.5.2.1 أ) و (R17.5.2.1 ب) (1) و (2). على عكس تسليح المسمار ، لا يلزم التطوير الكامل للتسليح الإضافي بعد مستوى انهيار الاختراق المفترض. بالنسبة لاختراق الخرسانة في القص لجميع أنواع المسامير وأنماط الانهيار الهش للخرسانة للمسامير المصبوبة ، تم اختيار معامل تخفيض المقاومة الأساسي للانهيار الهش للخرسانة ( $\phi = 0.70$ ) بناءً على نتائج الدراسات الاحتمالية. في حين أن هذا المعامل أكبر من معامل تخفيض المقاومة للخرسانة العادية الإنشائية ( $\phi = 0.60$ ) ، فإن تعبيرات المقاومة الاسمية المستخدمة في هذا الفصل وفي متطلبات الاختبار تستند إلى كسور 5 في المائة ؛ لذلك ،  $\phi = 0.60$  سيكون التحفظ زائد. تشير المقارنة مع إجراءات التصميم الأخرى والدراسات الاحتمالية (Farrow and Klingner 1995) إلى أن اختيار  $\phi = 0.70$  له ما يبرره. بالنسبة للحالات نفسها مع التسليح الإضافي، تتوافق قيمة  $\phi = 0.75$  مع مستوى الأمان لتحديد انهيار القص في الكمرات الخرسانية ، وقد تم التوصية بها في دليل تصميم PCI (MNL 120) و ACI 349M. تحدد الاختبارات المدرجة في ACI 355.2 و ACI 355.4M لتقييم الحساسية لإجراءات التثبيت فئات المسمار كما هو موضح في الجدول 17.5.3 (ب) للمسامير لاحقة التثبيت الموسعة والحلزونية والارتدادية. اختبارات ACI 355.2 لقياس حساسية التثبيت لتأثيرات الاختلاف في عزم الدوران أثناء التثبيت ، والتفاوت مع حجم الثقب المحفور ، ومستوى الطاقة المستخدم في وضع المسامير الموسعة والحلزونية والارتدادية ، والمقصودة للاستخدام في الخرسانة المتشققة ، يتم النظر في زيادة عرض التشقق. تقوم اختبارات ACI 355.4M لحساسية التثبيت بتقييم تأثير الخلط اللاصق وفعالية تنظيف الفتحات في الثقوب الجافة المشبعة والمملوءة بالماء / تحت الماء.

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

## 17.6—Tensile strength

17.6.1 Steel strength of anchors in tension,  $N_{sa}$ 

17.6.1.1 Nominal steel strength of anchors in tension as governed by the steel,  $N_{sa}$ , shall be evaluated based on the properties of the anchor material and the physical dimensions of the anchors.

## 17.6 - مقاومة الشد

17.6.1 مقاومة حديد المسامير في الشد ،  $N_{sa}$ 

17.6.1.1 يجب تقييم المقاومة الاسمية للمسامير في الشد كما يحكمها الحديد ،  $N_{sa}$  ، بناءً على خصائص مادة المسمار والأبعاد الفيزيائية للمسامير.

17.6.1.2 Nominal steel strength of an anchor in tension,  $N_{sa}$ , shall be calculated by:

17.6.1.2 تحسب مقاومة الحديد الاسمية للمسمار في الشد  $N_{sa}$  بواسطة:

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta} \quad (17.6.1.2)$$

where  $A_{se,N}$  is the effective cross-sectional area of an anchor in tension, mm<sup>2</sup>, and  $f_{uta}$  used for calculations shall not exceed either  $1.9f_{ya}$  or 860 MPa.

حيث  $A_{se,N}$  ، هي المساحة الفعالة للمقطع العرضي للمسمار في الشد ، mm<sup>2</sup> ،  $f_{uta}$  المستخدمة للحسابات يجب ألا تتجاوز  $1.9f_{ya}$  أو 860 MPa.

## R17.6—Tensile strength

R17.6.1 Steel strength of anchors in tension,  $N_{sa}$ 

## R17.6 - مقاومة الشد

R17.6.1 مقاومة حديد المسامير في الشد ،  $N_{sa}$ 

R17.6.1.2 The nominal strength of anchors in tension is best represented as a function of  $f_{uta}$  rather than  $f_{ya}$  because the large majority of anchor materials do not exhibit a welldefined yield point. AISC has based tension strength of anchors on  $A_{se,N} f_{uta}$  since the 1986 edition of their specifications. The use of Eq. (17.6.1.2) with the load factors provided in 5.3 and the  $\phi$ -factors provided in 17.5.3 result in design strengths consistent with AISC 360. The limitation of  $1.9f_{ya}$  on  $f_{uta}$  is to ensure that, under service load conditions, the anchor does not exceed  $f_{ya}$ . Although not a concern for standard structural steel anchors (maximum value of  $f_{uta}/f_{ya}$  is 1.6 for ASTM A307), the limitation is applicable to some stainless steels. The limit on  $f_{uta}$  of  $1.9f_{ya}$  was determined by converting the LRFD provisions to corresponding service level conditions. From 5.3, the average load factor of 1.4 (from 1.2D + 1.6L) divided by the highest  $\phi$ -factor (0.75 for tension) results in a limit of  $f_{uta}/f_{ya}$  of  $1.4/0.75 = 1.87$ . For post-installed anchors having a reduced cross-sectional area anywhere along the anchor length, such as wedge-type anchors, the effective cross-sectional area of the anchor should be provided by the manufacturer. For threaded rods and headed bolts, ASME B1.1 defines  $A_{se,N}$  as

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left( d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2$$

R17.6.1.2 يتم تمثيل المقاومة الاسمية للمسامير في الشد بشكل أفضل كدالة  $f_{uta}$  بدلاً من  $f_{ya}$  لأن الغالبية العظمى من مواد المسمار لا تظهر نقطة الخضوع. قامت AISC على أساس مقاومة الشد للمسامير على  $A_{se,N} f_{uta}$  ، منذ إصدار 1986 لمواصفاتها. استخدام المعادلة (17.6.1.2) مع معاملات التحميل المنصوص عليها في 5.3 معاملات  $\phi$  المتوفرة في 17.5.3 ينتج عنها مقاومة تصميمية تتوافق مع AISC 360 يقتصر تحديد  $1.9f_{ya}$  على  $f_{uta}$  على التأكيد من أنه في حالات تحميل الخدمة ، فإن المسمار لا يتجاوز  $f_{ya}$  على الرغم من عدم القلق بشأن المسامير الحديدية الانشائية القياسية (القيمة القصوى لـ  $f_{uta}/f_{ya}$  هي 1.6 لـ ASTM A307 ، فإن الحد ينطبق على بعض الحديد المقاوم للصدأ. تم تحديد الحد الأقصى  $f_{uta}$  من  $1.9f_{ya}$  عن طريق تحويل احكام LRFD إلى حالات مستوى الخدمة المقابلة. من 5.3 ، متوسط معامل الحمل 1.4 (من 1.2D + 1.6L) مقسومًا على أعلى معامل (0.75 للشد) ينتج عنه حد من  $f_{uta}/f_{ya}$  من  $1.4/0.75 = 1.87$ . بالنسبة للمسامير لاحقة التثبيت والتي تحتوي على المساحة المخفضة للمقطع العرضي في أي مكان على طول المسمار ، مثل المسامير من النوع ذات الساق ، يجب أن يتم توفير المساحة الفعالة للمقطع العرضي للمسمار من قبل الشركة المصنعة. للقضبان الملولبة والمسامير ذات الرأس ، يعرف ASME B1.1  $A_{se,N}$  ، بأنه

where  $n$  is the number of threads per mm.

حيث  $n$  هو عدد الخيوط لكل مم.

**17.6.2 Concrete breakout strength of anchors in tension,  $N_{cb}$**   
**17.6.2.1** Nominal concrete breakout strength in tension,  $N_{cb}$  of a single anchor or  $N_{cbg}$  of an anchor group satisfying 17.5.1.3.1, shall be calculated by (a) or (b), respectively:

**17.6.2** مقاومة اختراق المسامير للخرسانة في الشد ،  $N_{cb}$   
**17.6.2.1** تحسب مقاومة اختراق الخرسانة الاسمية في الشد ،  $N_{cb}$  لمسامير فردي أو  $N_{cbg}$  من مجموعة المسامير تستوفي 17.5.1.3.1 ، بواسطة (أ) أو (ب) ، على التوالي:

(a) For a single anchor

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \psi_{ec,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (17.6.2.1a)$$

(b) For an anchor group

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{ec,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (17.6.2.1b)$$

where  $\psi_{ec,N}$ ,  $\psi_{ed,N}$ ,  $\psi_{ec,N}$ , and  $\psi_{cp,N}$  are given in 17.6.2.3, 17.6.2.4, 17.6.2.5, and 17.6.2.6, respectively.

حيث  $\psi_{ec}$  و  $N$  و  $\psi_{ed}$  و  $N$  و  $\psi_{ec}$  و  $N$  و  $\psi_{cp}$  و  $N$  معطاة في 17.6.2.3 و 17.6.2.4 و 17.6.2.5 و 17.6.2.6 على التوالي.

**17.6.2.1.1**  $A_{Nc}$  is the projected concrete failure area of a single anchor or of an anchor group that is approximated as the base of the rectilinear geometrical shape that results from projecting the failure surface outward **1.5** *hef* from the centerlines of the anchor, or in the case of an anchor group, from a line through a row of adjacent anchors.  $A_{Nc}$  shall not exceed  $nA_{Nco}$ , where  $n$  is the number of anchors in the group that resist tension.

**17.6.2.1.1**  $A_{Nc}$  هي المساحة المتوقعة لانتهيار الخرسانة لمسامير فردي أو لمجموعة مسامير يتم تقريبها كقاعدة للشكل الهندسي المستقيم الناتج عن إسقاط سطح الانتهيار للخارج **1.5** *hef* من الخطوط المركزية للمسامير ، أو في حالة مجموعة المسامير ، من خط عبر صف من المسامير المجاورة. يجب ألا يتجاوز  $nA_{Nco}$  ، حيث  $n$  هو عدد المسامير في المجموعة التي تقاوم الشد.

**R17.6.2 Concrete breakout strength of anchors in tension,  $N_{cb}$**   
**R17.6.2.1** The effects of multiple anchors, spacing of anchors, and edge distance on the nominal concrete breakout strength in tension are included by applying the modification factors  $A_{Nc}/A_{Nco}$  and  $\psi_{ed,N}$  in Eq. (17.6.2.1a) and (17.6.2.1b). Figure R17.6.2.1(a) shows  $A_{Nco}$  and the development of Eq. (17.6.2.1.4).  $A_{Nco}$  is the maximum projected area for a single anchor. Figure R17.6.2.1(b) shows examples of the projected areas for various single-anchor and multiple anchor arrangements. Because  $A_{Nc}$  is the total projected area for an anchor group, and  $A_{Nco}$  is the area for a single anchor, there is no need to include  $n$ , the number of anchors, in Eq. (17.6.2.1b). If anchor groups are positioned in such a way that their projected areas overlap, the value of  $A_{Nc}$  is required to be reduced accordingly.

**R17.6.2** مقاومة اختراق المسامير للخرسانة في الشد ،  $N_{cb}$   
**R17.6.2.1** يتم ادخال تأثيرات المسامير المتعددة والتباعد بين المسامير ومسافة الحافة على مقاومة اختراق الخرسانة الاسمية في الشد من خلال تطبيق معاملات التعديل  $A_{Nc}/A_{Nco}$  و  $\psi_{ed}$  ،  $N$  في المعادلة (17.6.2.1 أ) و (17.6.2.1 ب). يوضح الشكل R17.6.2.1 أ  $A_{Nco}$  (وتطوير المعادلة (17.6.2.1.4)).  $A_{Nco}$  هي المساحة المتوقعة لانتهيار الخرسانة لمسامير فردي. يوضح الشكل R17.6.2.1 ب أمثلة على المساحات المسقطة لمختلف الترتيبات ذات المسامير الفردية والمتعددة. نظرًا لأن  $A_{Nc}$  هي المساحة المسقطة الإجمالية لمجموعة المسامير ، و  $A_{Nco}$  هي مساحة مسمار فردي ، فلا حاجة لادخال  $n$  ، عدد المسامير ، في المعادلة (17.6.2.1 ب). إذا تم وضع مجموعات المسامير بطريقة تتداخل فيها المناطق المسقطة ، فيجب تقليل قيمة  $A_{Nc}$  وفقًا لذلك.



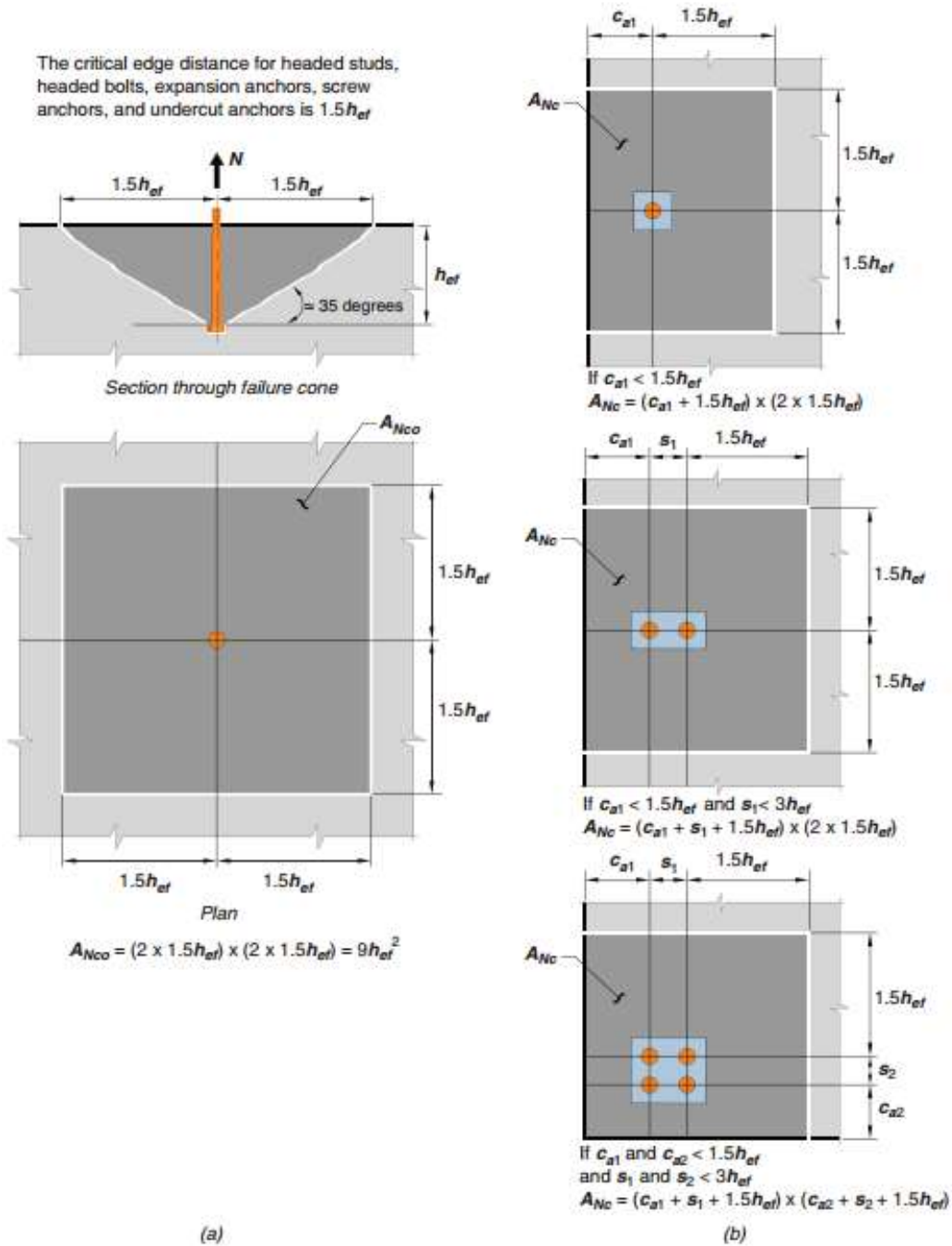


Fig. R17.6.2.1—(a) Calculation of  $A_{Nco}$  and (b) calculation of  $A$  for single anchors and anchor groups.

الشكل R17.6.2.1 (أ) حساب  $A_{Nco}$  و (ب) حساب  $A$  للمسامير الفردية ومجموعات المسامير.



**17.6.2.1.2** If anchors are located less than  $1.5h_{ef}$  from three or more edges, the value of  $h_{ef}$  used to calculate  $A_{Nc}$  in accordance with 17.6.2.1.1, as well as for the equations in 17.6.2.1 through 17.6.2.4, shall be the greater of (a) and (b):

(a)  $c_{a,max}/1.5$

(b)  $s/3$ , where  $s$  is the maximum spacing between anchors within the group.

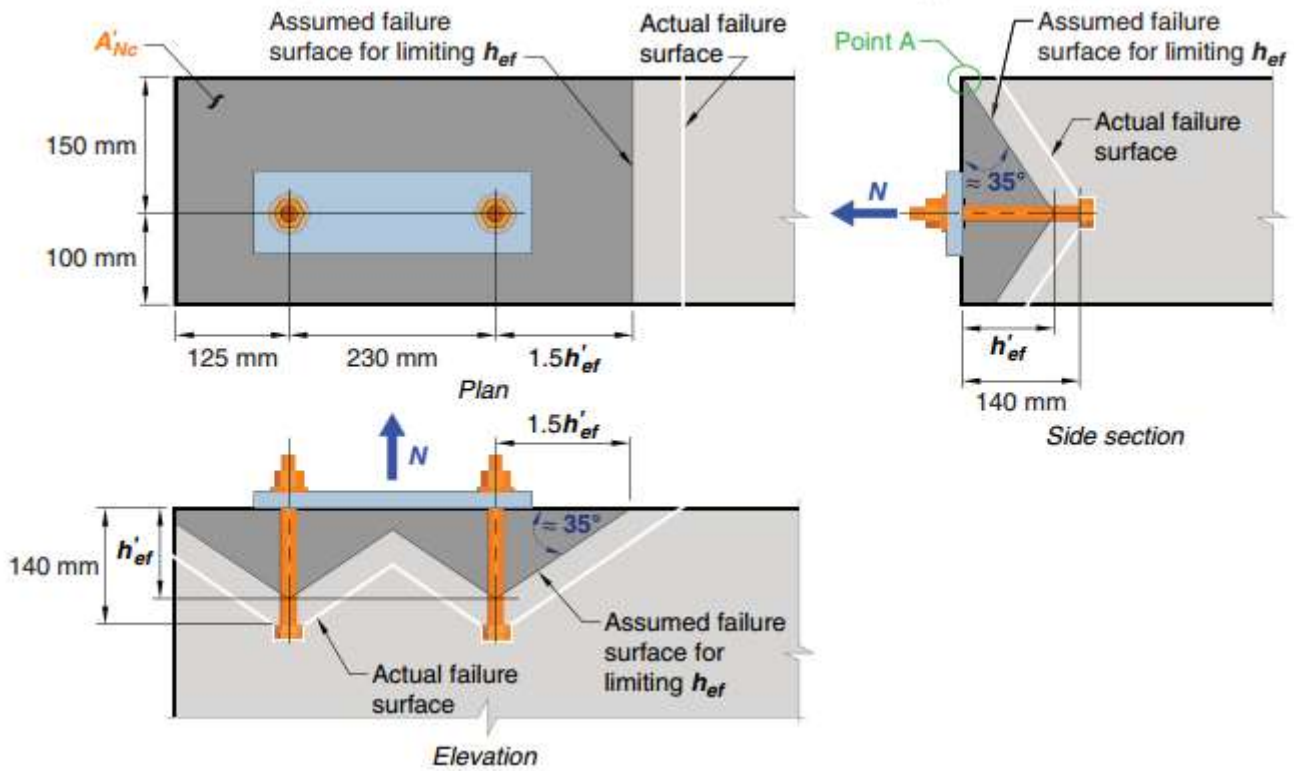
**17.6.2.1.2** إذا كانت المسامير تقع أقل من  $1.5h_{ef}$  من ثلاث حواف أو أكثر ، فإن قيمة  $h_{ef}$  المستخدمة لحساب  $A_{Nc}$  وفقاً لـ 17.6.2.1.1 ، وكذلك المعادلات في 17.6.2.1 حتى 17.6.2.4 ، تكون أكبر من (أ) و (ب):

(أ)  $c_{a,max}/1.5$

(ب)  $s/3$  ، حيث  $s$  هي أقصى مسافة بين المسامير داخل المجموعة.

**R17.6.2.1.2** For anchors located less than  $1.5h_{ef}$  from three or more edges, the CCD Method (refer to R17.5.1.3), which is the basis for the equations in 17.6.2.1 through 17.6.2.4, gives overly conservative results for the tensile breakout strength (Lutz 1995). This occurs because the ordinary definitions of  $A_{Nc}/A_{Nco}$  do not correctly reflect the edge effects. This problem is corrected by limiting the value of  $h_{ef}$  used in the equations in 17.6.2.1 through 17.6.2.4 to  $(c_{a,max})/1.5$ , where  $c_{a,max}$  is the greatest of the influencing edge distances that do not exceed the actual  $1.5h_{ef}$ . In no case should  $(c_{a,max})/1.5$  be taken less than one-third of the maximum spacing between anchors within the group. The limit on  $h_{ef}$  of at least onethird of the maximum spacing between anchors within the group prevents the use of a calculated strength based on individual breakout volumes for an anchor group configuration. This approach is illustrated in Fig. R17.6.2.1.2. In this example, the proposed limit on the value of  $h_{ef}$  to be used in calculations where  $h_{ef} = (c_{a,max})/1.5$ , results in  $h_{ef} = h'_{ef} = 100 \text{ mm}$ . For this example, this would be the proper value to be used for  $h_{ef}$  in calculating the resistance even if the actual embedment depth is greater. The requirement of 17.6.2.1.2 may be visualized by moving the actual concrete breakout surface, which originates at the actual  $h_{ef}$ , toward the surface of the concrete parallel to the applied tensile load. The value of  $h_{ef}$  used in 17.6.2.1 through 17.6.2.4 is determined when (a) the outer boundaries of the failure surface first intersect a free edge; or (b) the intersection of the breakout surface between anchors within the group first intersects the surface of the concrete. For the example shown in Fig. R17.6.2.1.2, point "A" shows the intersection of the assumed failure surface for limiting  $h_{ef}$  with the concrete surface.

**R17.6.2.1.2** بالنسبة للمسامير التي تقع على بعد أقل من  $1.5h_{ef}$  من ثلاث حواف أو أكثر ، فإن طريقة CCD راجع (R17.5.1.3) ، والتي هي أساس المعادلات في 17.6.2.1 إلى 17.6.2.4 ، تعطي نتائج متحفظة زائدة لمقاومة اختراق الشد (Lutz 1995). يحدث هذا لأن المحددات العادية لـ  $A_{Nc}/A_{Nco}$  لا تؤثر بشكل صحيح على تأثيرات الحافة. يتم تصحيح هذه المشكلة عن طريق الحد من قيمة  $h_{ef}$  المستخدمة في المعادلات في 17.6.2.1 حتى 17.6.2.4 إلى  $(c_{a,max})/1.5$  ، حيث  $c_{a,max}$  هي أكبر مسافات الحافة المؤثرة التي لا تتجاوز  $1.5h_{ef}$ . لا ينبغي بأي حال من الأحوال  $(c_{a,max})/1.5$  أن يؤخذ أقل من ثلث المسافة القصوى بين المسامير داخل المجموعة. الحد على  $h_{ef}$  على الأقل من الحد الأقصى للمسافة بين المسامير داخل المجموعة يمنع استخدام المقاومة المحسوبة بناءً على أحجام الاختراق الفردية لمجموعة تكوين المسامير. تم توضيح هذا النهج في الشكل R17.6.2.1.2 في هذا المثال ، الحد المقترح لقيمة  $h_{ef}$  الذي سيتم استخدامه في الحسابات حيث  $h_{ef} = h'_{ef} = 100 \text{ mm}$  ينتج عنه  $h_{ef} = (c_{a,max})/1.5$ . بالنسبة لهذا المثال ، قد تكون هذه هي القيمة المناسبة لاستخدامها في حساب المقاومة حتى لو كان عمق الغرز الفعلي أكبر. يمكن تصور متطلبات 17.6.2.1.2 عن طريق تحريك سطح الاختراق الفعلي للخرسانة ، والذي ينشأ عند  $h_{ef}$  الفعلي ، نحو سطح الخرسانة الموازي لحمل الشد المطبق. يتم تحديد قيمة  $h_{ef}$  المستخدمة في 17.6.2.1 حتى 17.6.2.4 عندما (أ) تتقاطع الحدود الخارجية لسطح الانهيار مع أول تقاطع للحافة الحرة ؛ أو (ب) تقاطع سطح الاختراق بين المسامير داخل المجموعة الأولى يتقاطع مع سطح الخرسانة. بالنسبة للمثال الموضح في الشكل R17.6.2.1.2 ، توضح النقطة "A" تقاطع سطح الانهيار المفترض للحد من  $h_{ef}$  مع السطح الخرسانى.



The actual  $h_{ef} = 140$  mm but three edges are  $\leq 1.5h_{ef}$  therefore the limiting value of  $h_{ef}$  (shown as  $h'_{ef}$  in the figure) is the larger of  $c_{a,max}/1.5$  and one-third of the maximum spacing for an anchor group:

$$h'_{ef} = \max [(150 \text{ mm})/1.5, (230 \text{ mm})/3] = 100 \text{ mm}$$

Therefore, use  $h_{ef} = 100$  mm for the value of  $h_{ef}$  in equations 17.6.2.1 through 17.6.2.5 including the calculation of  $A'_{Nc}$ :

$$A'_{Nc} = (150 \text{ mm} + 100 \text{ mm})(125 \text{ mm} + 230 \text{ mm} + 1.5 \times 100 \text{ mm}) = 126,250 \text{ mm}^2$$

Point A shows the intersection of the assumed failure surface for limiting  $h_{ef}$  with the concrete surface.

$h_{ef}$  الفعلي = 140 مم لكن ثلاث حواف  $h_{ef} \geq 1.5$  وبالتالي فإن القيمة الحدية لـ  $h_{ef}$  الموضحة على هيئة  $h'_{ef}$  في الشكل هي أكبر من  $c_a$  ،  
بعد أقصى / 1.5 وثلاث الحد الأقصى للمسافة لمجموعة المسامير

$$h'_{ef} = \text{الحد الأقصى} [(150 \text{ مم}) / 1.5, (230 \text{ مم}) / 3] = 100 \text{ مم} \text{ لذلك ، استخدم } h_{ef} = 100 \text{ مم لقيمة } h_{ef} \text{ في المعادلات من}$$

$$17.6.2.1 \text{ إلى } 17.6.2.5 \text{ بما في ذلك حساب: } A'_{Nc} = (150 + 100) (125 + 230 + 1.5 \times 100) = 126250 \text{ مم}^2 \text{ توضح النقطة A تقاطع سطح الانهيار المفترض للحد من } h_{ef} \text{ مع السطح الخرسانة.}$$

Fig. R17.6.2.1.2—Example of tension where anchors are located in narrow members.

الشكل - R17.6.2.1.2 مثال على الشد حيث توجد المسامير في العناصر الضيقة.

**17.6.2.1.3** If an additional plate or washer is added at the head of the anchor, it shall be permitted to calculate the projected area of the failure surface by projecting the failure surface outward  $1.5h_{ef}$  from the effective perimeter of the plate or washer. The effective perimeter shall not exceed the value at a section projected outward more than the thickness of the washer or plate from the outer edge of the head of the anchor.

**17.6.2.1.3** في حالة إضافة صفيحة أو حلقة معدنية إضافية على رأس المسمار ، يُسمح بحساب المساحة المسقطية لسطح الانهيار عن طريق إسقاط سطح الانهيار إلى الخارج بمقدار  $1.5H_f$  من المحيط الفعال للصفيحة أو حلقة معدنية. يجب ألا يتجاوز المحيط الفعال القيمة في المقطع المسقط للخارج أكثر من سمك الحلقة المعدنية أو الصفيحة من الحافة الخارجية لرأس المسمار.

**17.6.2.1.4**  $A_{Nco}$  is the projected concrete failure area of a single anchor with an edge distance of at least  $1.5h_{ef}$  and shall be calculated by Eq. (17.6.2.1.4).

**17.6.2.1.4**  $A_{Nco}$  هي المساحة المسقطية لانهيار الخرسانة لمسمار فردي بمسافة حافة لا تقل عن  $1.5h_{ef}$  ويتم حسابها بواسطة المعادلة (17.6.2.1.4).

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 \quad (17.6.2.1.4)$$

## CODE

### الكود

#### 17.6.2.2 Basic single anchor breakout strength, $N_b$

17.6.2.2.1 Basic concrete breakout strength of a single anchor in tension in cracked concrete,  $N_b$ , shall be calculated by Eq. (17.6.2.2.1), except as permitted in 17.6.2.2.3

17.6.2.2 مقاومة الاختراق الأساسية لمسمار فردي ،  $N_b$   
17.6.2.2.1 تحسب مقاومة اختراق الخرسانة الأساسية لمسمار فردي في الشد في الخرسانة المتشققة ،  $N_b$  ، بواسطة المعادلة (17.6.2.2.1) ، باستثناء ما هو مسموح به في 17.6.2.2.3

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad (17.6.2.2.1)$$

where  $k_c = 10$  for cast-in anchors and 7 for post-installed anchors.

حيث  $k_c = 10$  للمسامير المصبوبة و 7 للمسامير لاحقة التثبيت.

17.6.2.2.2  $k_c$  for post-installed anchors shall be permitted to be increased based on ACI 355.2 or ACI 355.4M productspecific tests, but shall not exceed 24.

17.6.2.2.2 يجب السماح بزيادة  $k_c$  للمسامير لاحقة التثبيت بناءً على اختبارات المنتجات المحددة في ACI 355.2 أو ACI 355.4M على ألا تتجاوز 24.

17.6.2.2.3 For single cast-in headed studs and headed bolts with  $280 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 635 \text{ mm}$ ,  $N_b$  shall be calculated by:

17.6.2.2.3 بالنسبة للمسامير الفردية مصبوبة الرأس والمسامير الملولبة ذات 280 مم  $h_{ef} \leq 635$  مم ، يحسب  $N_b$  على النحو التالي:

$$N_b = 3.9 \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \quad (17.6.2.2.3)$$

## COMMENTARY

### التعليق

#### R17.6.2.2 Basic single anchor breakout strength, $N_b$

R17.6.2.2.1 The equation for the basic concrete breakout strength was derived assuming concrete breakout with an angle of approximately 35 degrees, considering fracture mechanics concepts (Fuchs et al. 1995; Eligehausen and Balogh 1995; Eligehausen and Fuchs 1988; *fb* 2011). The values of  $k_c$  in Eq. (17.6.2.2.1) were determined from a large database of test results in uncracked concrete at the 5 percent fractile (Fuchs et al. 1995). The values were adjusted to corresponding  $k_c$  values for cracked concrete (Eligehausen and Balogh 1995; Goto 1971). Tests have shown that the values of  $k_c$  applicable to adhesive anchors are approximately equal to those derived for expansion anchors (Eligehausen et al. 2006a; Zhang et al. 2001).

R17.6.2.2 مقاومة الاختراق الأساسية لمسمار فردي ،  $N_b$   
R17.6.2.2.1 تم اشتقاق معادلة مقاومة الاختراق الأساسية للخرسانة بافتراض اختراق الخرسانة بزاوية 35 درجة تقريباً ، مع مراعاة مفاهيم ميكانيكا التكسير (Fuchs et al. 1995) ؛ (Eligehausen and Balogh 1995 ؛ *fb* 2011) قيم  $k_c$  في المعادلة (17.6.2.2.1) تم تحديدها من قاعدة بيانات كبيرة لنتائج الاختبار في الخرسانة الغير متشققة عند 5 في المائة من الكسر (Fuchs وآخرون 1995). تم تعديل القيم إلى قيم  $k_c$  المقابلة للخرسانة المتشققة (Eligehausen and Balogh 1995 ؛ Goto 1971) أظهرت الاختبارات أن قيم  $k_c$  المطبقة على المسامير اللاصقة تساوي تقريباً تلك المتشققة من مسامير التوسعة (Eligehausen et al. 2006a; Zhang et al. 2001).

R17.6.2.2.3 For anchors with a deeper embedment ( $h_{ef} > 280 \text{ mm}$ ), test evidence indicates the use of  $h_{ef}^{1.5}$  can be overly conservative for some cases. An alternative expression (Eq. (17.6.2.2.3)) is provided using  $h_{ef}^{5/3}$  for evaluation of cast-in headed studs and headed bolts with  $280 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 635 \text{ mm}$ . This expression can also be appropriate for some undercut post-installed anchors. However, for such anchors, the use of Eq. (17.6.2.2.3) should be justified by test results in accordance with 17.5.1.4. Experimental and numerical investigations indicate that Eq. (17.6.2.2.3) may be unconservative for  $h_{ef} > 635 \text{ mm}$  if bearing pressure on the anchor head is at or near the limit permitted by Eq. (17.6.3.2.2a) (Ožbolt et al. 2007).

R17.6.2.2.3 بالنسبة للمسامير ذات الغرز الأعماق ( $h_{ef} > 280 \text{ mm}$ ) ، تشير أدلة الاختبار إلى أن استخدام  $h_{ef}^{1.5}$  يمكن أن يكون زائداً في بعض الحالات. يتم تقديم تعبير بديل (المعادلة (17.6.2.2.3)) باستخدام  $h_{ef}^{5/3}$  لتقييم المسامير ذات الرأس المصبوب والمسامير ذات الرأس مع  $280 \text{ mm} \leq h_{ef} \leq 635 \text{ mm}$ . يمكن أن يكون هذا التعبير مناسباً أيضاً لبعض المسامير لاحقة التثبيت. ومع ذلك ، لمثل هذه المسامير ، استخدام المعادلة (17.6.2.2.3) يجب تبريره بنتائج الاختبار وفقاً لـ 17.5.1.4. تشير التحقيقات التجريبية والعديدية إلى أن المعادلة (17.6.2.2.3) قد لا تكون متحفظة بالنسبة إلى  $h_{ef} > 635 \text{ mm}$  إذا كان ضغط التحميل على رأس المسمار عند أو بالقرب من الحد المسموح به بواسطة المعادلة (17.6.3.2.2a) (Ožbolt et al. 2007).

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

17.6.2.3 Breakout eccentricity factor,  $\psi_{ec,N}$

17.6.2.3.1 Modification factor for anchor groups loaded eccentrically in tension,  $\psi_{ec,N}$ , shall be calculated by Eq. (17.6.2.3.1).

17.6.2.3 معامل اللامركزية للاختراق،  $\psi_{ec,N}$   
17.6.2.3.1 يُحسب معامل التعديل لمجموعات المسامير المحملة بشكل غير مركزي في الشد و  $\psi_{ec,N}$  بواسطة المعادلة (17.6.2.3.1).

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \leq 1.0 \quad (17.6.2.3.1)$$

R17.6.2.3 Breakout eccentricity factor,  $\psi_{ec,N}$

R17.6.2.3.1 Figure 17.6.2.3.1(a) shows an anchor group where all anchors are in tension but the resultant force is eccentric with respect to the centroid of the anchor group. Anchors can also be loaded in such a way that only some of the anchors are in tension (Fig. 17.6.2.3.1(b)). In this case, only the anchors in tension are to be considered for the calculation of  $e'_N$ . The eccentricity  $e'_N$  of the resultant tensile force is determined with respect to the center of gravity of the anchors in tension.

R17.6.2.3 معامل اللامركزية للاختراق،  $\psi_{ec,N}$   
R17.6.2.3.1 يوضح الشكل 17.6.2.3.1 (أ) مجموعة المسامير حيث تكون جميع المسامير في حالة شد ، ولكن القوة الناتجة تكون لامركزية فيما يتعلق بالنقطة المركزية لمجموعة المسامير. يمكن أيضاً تحميل المسامير بطريقة تجعل بعض المسامير فقط في حالة شد (الشكل 17.6.2.3.1 (ب)). في هذه الحالة ، يجب فقط مراعاة المسامير في الشد لحساب  $e'_N$  ويتم تحديد اللامركزية  $e'_N$  لقوة الشد الناتجة فيما يتعلق بمركز ثقل المسامير في الشد.

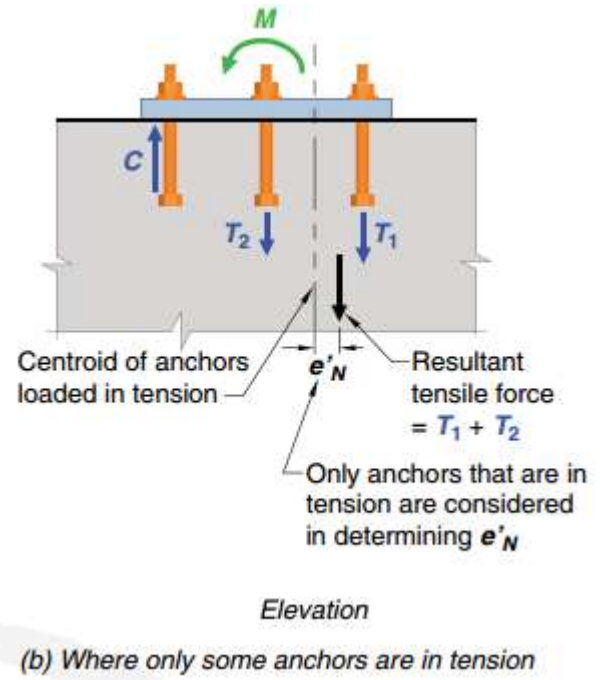
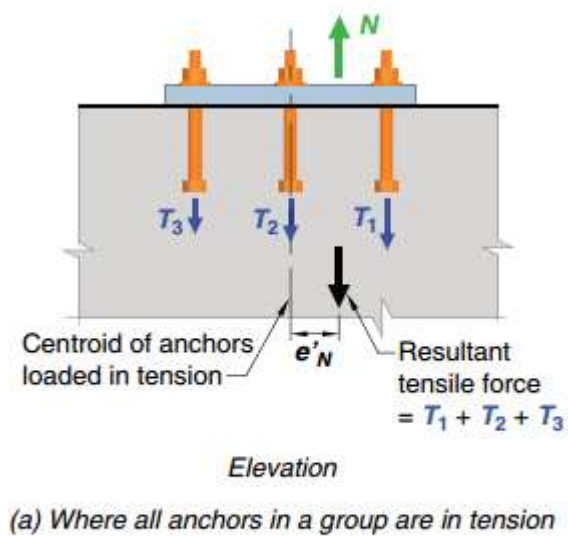


Fig. R17.6.2.3.1—Definition of  $e'_N$  for an anchor group.

الشكل - R17.6.2.3.1 تعريف  $e'_N$  لمجموعة المسامير.



**17.6.2.3.2** If the loading on an anchor group is such that only some of the anchors in the group are in tension, only those anchors that are in tension shall be considered for determining eccentricity  $e'$  in Eq. (17.6.2.3.1) and for the calculation of  $N_{cbg}$  according to Eq. (17.6.2.1b).

**17.6.2.3.2** إذا كان التحميل على مجموعة المسامير بحيث أن بعض المسامير في المجموعة فقط في حالة شد ، فسيتم النظر فقط في تلك المسامير التي في الشد لتحديد اللامركزية  $e' / N$  في المعادلة. (17.6.2.3.1) ولحساب  $N_{cbg}$  حسب المعادلة. (17.6.2.1 ب).

**17.6.2.3.3** If the loading is eccentric with respect to two orthogonal axes,  $\psi_{ec,N}$  shall be calculated for each axis individually, and the product of these factors shall be used as  $\psi_{ec,N}$  in Eq. (17.6.2.1b).

**17.6.2.3.3** إذا كان التحميل لامركزي بالنسبة إلى محورين متعامدين ، يتم حساب  $\psi_{ec}$  و  $N$  لكل محور على حدة ، ويتم استخدام ناتج هذه المعاملات كـ  $\psi_{ec}$  و  $N$  في Eq. (17.6.2.1 ب).

**17.6.2.4 Breakout edge effect factor,  $\psi_{ed,N}$**

**17.6.2.4.1** Modification factor for edge effects for single anchors or anchor groups loaded in tension,  $\psi_{ed,N}$ , shall be determined by (a) or (b).

**17.6.2.4** معامل تأثير الحافة للاختراق،  $\psi_{ed,N}$   
**17.6.2.4.1** يتم تحديد معامل التعديل لتأثيرات الحواف للمسامير الفردية أو مجموعات المسامير المحملة في الشد  $\psi_{ed,N}$  ، بواسطة (أ) أو (ب).

$$(a) \text{ If } c_{a,min} \geq 1.5h_{ef}, \text{ then } \psi_{ed,N} = 1.0 \quad (17.6.2.4.1a)$$

$$(b) \text{ If } c_{a,min} < 1.5h_{ef}, \text{ then } \psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}} \quad (17.6.2.4.1b)$$

**R17.6.2.4 Breakout edge effect factor,  $\psi_{ed,N}$**

**R17.6.2.4.1** If anchors are located close to an edge such that there is insufficient space for a complete breakout volume to develop, the strength of the anchor is further reduced beyond that reflected in  $A_{Ne}/A_{Nco}$ . If the smallest side cover distance is at least  $1.5h_{ef}$ , the design model assumes a complete breakout volume can form, and there is no reduction ( $\psi_{ed,N}=1$ ). If the side cover is less than  $1.5h_{ef}$ , the factor  $\psi_{ed,N}$  is required to adjust for the edge effect (Fuchs et al. 1995).

**R17.6.2.4** معامل تأثير الحافة للاختراق،  $\psi_{ed,N}$   
**R17.6.2.4.1** إذا كانت المسامير تقع بالقرب من الحافة بحيث يكون هناك مساحة غير كافية لتطور حجم الاختراق الكامل ، فإن مقاومة المسمار تنخفض أكثر من تلك التي انعكست في  $A_{Ne} / A_{Nco}$ . إذا كانت أصغر مسافة تغطية جانبية هي  $1.5h_{ef}$  على الأقل ، فإن نموذج التصميم يفترض أن حجم الاختراق الكامل يمكن أن يتشكل ، ولا يوجد تخفيض ( $\psi_{ed,N}=1$ ) إذا كان الغطاء الجانبي أقل من  $1.5h_{ef}$  ، فإن المعامل المطلوب ،  $\psi_{ed,N}$  مطلوب للتحكم في تأثير الحافة (Fuchs et al.1995).

## CODE

### الكود

#### 17.6.2.5 Breakout cracking factor, $\psi_{c,N}$

**17.6.2.5.1** Modification factor for the influence of cracking in anchor regions at service load levels,  $\psi_{c,N}$ , shall be determined by (a) or (b):

(a) For anchors located in a region of a concrete member where analysis indicates no cracking at service load levels,  $\psi_{c,N}$  shall be permitted to be:

$\psi_{c,N} = 1.25$  for cast-in anchors

$\psi_{c,N} = 1.4$  for post-installed anchors, if the value of  $k_c$  used in Eq. (17.6.2.2.1) is 7. If the value of  $k_c$  used in Eq. (17.6.2.2.1) is taken from the **ACI 355.2** or **ACI 355.4M** product evaluation report for post-installed anchors:

(i)  $\psi_{c,N}$  shall be based on the ACI 355.2 or ACI 355.4M product evaluation report for anchors qualified for use in both cracked and uncracked concrete

(ii)  $\psi_{c,N}$  shall be taken as 1.0 for anchors qualified for use in uncracked concrete.

(b) For anchors located in a region of a concrete member where analysis indicates cracking at service load levels,  $\psi_{c,N}$  shall be taken as 1.0 for both cast-in anchors and postinstalled anchors, and 17.6.2.6 shall be satisfied.

#### 17.6.2.5 معامل التشقق للاختراق، $\psi_{c,N}$

**17.6.2.5.1** يتم تحديد معامل التعديل لتأثير التشقق في مناطق المسمار عند مستويات حمل الخدمة  $\psi_{c,N}$  ، بواسطة (أ) أو (ب): (أ) بالنسبة للمسامير الموجودة في منطقة عنصر خرساني حيث يشير التحليل إلى عدم وجود تشقق في مستويات حمل الخدمة  $\psi_{c,N}$  يجب السماح بما يلي  $\psi_{c,N} = 1.25$  للمسامير المصبوبة  $\psi_c = 1.4$  ، للمسامير لاحقة التثبيت، إذا كانت قيمة  $k_c$  المستخدمة في المعادلة (17.6.2.2.1) تساوي 7. إذا كانت قيمة  $k_c$  المستخدمة في المعادلة (17.6.2.2.1) مأخوذة من تقرير تقييم المنتج **ACI 355.2** أو **ACI 355.4M** للمسامير لاحقة التثبيت، (i):  $\psi_{c,N}$  على أساس تقرير تقييم المنتج **ACI 355.2** أو **ACI 355.4M** للمسامير المؤهلة للاستخدام في كل من الخرسانة المتشققة والغير مشققة (ii):  $\psi_{c,N}$  تؤخذ على أنها 1.0 للمسامير المؤهلة للاستخدام في الخرسانة الغير متشققة. (ب) بالنسبة للمسامير الموجودة في منطقة من عنصر خرساني حيث يشير التحليل إلى وجود تشقق عند مستويات حمل الخدمة  $\psi_{c,N}$  فيجب اعتباره 1.0 لكل من المسامير المصبوبة والمسامير لاحقة التثبيت ، ويتم استيفاء 17.6.2.6.

**17.6.2.5.2** Post-installed anchors shall be qualified for use in cracked concrete in accordance with ACI 355.2 or ACI 355.4M. Cracking in the concrete shall be controlled by flexural reinforcement distributed in accordance with 24.3.2, or equivalent crack control shall be provided by confining reinforcement.

**17.6.2.5.2** يتم تأهيل المسامير لاحقة التثبيت لاستخدامها في الخرسانة المتشققة طبقاً للمواصفة **ACI 355.2** أو **ACI 355.4M**. يتم التحكم في التشقق في الخرسانة عن طريق تسليح الانحناء يتم توزيعه وفقاً لـ 24.3.2 ، أو يتم توفير تحكم مكافئ للتشقق عن طريق حصر التسليح.

## COMMENTARY

### التعليق

#### R17.6.2.5 Breakout cracking factor, $\psi_{c,N}$

**R17.6.2.5.1** Post-installed anchors that do not meet the requirements for use in cracked concrete according to **ACI 355.2** or **ACI 355.4M** should be used only in regions that will remain uncracked. The analysis for the determination of crack formation should include the effects of restrained shrinkage (refer to 24.4.2). The anchor qualification tests of ACI 355.2 or ACI 355.4M require that anchors in cracked concrete zones perform well in a crack that is 0.3 mm wide. If wider cracks are expected, reinforcement to control the crack width to approximately 0.3 mm should be provided. Refer to **ACI 224R** for more information. The concrete breakout strengths given by Eq. (17.6.2.2.1) and (17.6.2.2.3) assume cracked concrete ( $\psi_{c,N} = 1.0$ ) with  $\psi_{c,N}k_c = 10$  for cast-in anchors and 7 for post-installed anchors. If the uncracked concrete  $\psi_{c,N}$  factors are applied (1.25 for cast-in and 1.4 for post-installed),  $\psi_{c,N}k_c$  factors become 12.5 for cast-in anchors and 10 for post-installed anchors. This agrees with field observations and tests demonstrating cast-in anchor strength exceeds that of post installed for both cracked and uncracked concrete.

#### R17.6.2.5 معامل التشقق للاختراق، $\psi_{c,N}$

**R17.6.2.5.1** يجب استخدام المسامير لاحقة التثبيت والتي لا تلي متطلبات الاستخدام في الخرسانة المتشققة وفقاً لـ **ACI 355.2** أو **ACI 355.4M** فقط في المناطق التي ستبقى غير مشققة. يجب أن يتضمن التحليل الخاص بتحديد تكوين التشقق لتأثيرات الانكماش المقيد (راجع 24.4.2). تتطلب اختبارات تأهيل المسامير لـ **ACI 355.2** أو **ACI 355.4M** أن تعمل المسامير في مناطق الخرسانة المتشققة بشكل جيد في التشقق الذي يبلغ عرضه 0.3 مم. إذا كان من المتوقع حدوث تشققات أوسع ، فينبغي توفير تسليح للتحكم في عرض التشقق إلى حوالي 0.3 مم. راجع **ACI 224R** لمزيد من المعلومات. مقاومة اختراق الخرسانة المعطاة بواسطة المعادلة (17.6.2.2.1) و (17.6.2.2.3) يفترضان الخرسانة المتشققة ( $\psi_{c,N} = 1.0$ ) مع  $\psi_{c,N}k_c = 10$  للمسامير المصبوبة و 7 للمسامير لاحقة التثبيت. إذا كانت الخرسانة الغير متشققة ، يتم تطبيق معاملات  $\psi_{c,N}$  1.25 ( للمسامير المصبوبة و 1.4 للمسامير لاحقة التثبيت) ، تصبح معاملات  $\psi_{c,N}k_c$  12.5 للمسامير المصبوبة و 10 للمسامير لاحقة التثبيت. هذا يتفق مع الملاحظات والاختبارات الميدانية التي تثبت أن مقاومة المسامير المصبوبة تتجاوز مقاومة المسامير لاحقة التثبيت لكل من الخرسانة المتشققة والغير متشققة.

## CODE

### الكود

#### 17.6.2.6 Breakout splitting factor, $\psi_{cp,N}$

**17.6.2.6.1** Modification factor for post-installed anchors designed for uncracked concrete in accordance with 17.6.2.5 without supplementary reinforcement to control splitting,  $\psi_{cp,N}$ , shall be determined by (a) or (b) using the critical distance  $c_{ac}$  as defined in 17.9.5.

#### 17.6.2.6 معامل الانقسام للاختراق $\psi_{cp,N}$

**17.6.2.6.1** يتم تحديد معامل التعديل للمسامير لاحقة التثبيت التي تم تصميمها للخرسانة الغير متشققة وفقاً لـ 17.6.2.5 بدون تسليح إضافي للتحكم في الانقسام،  $\psi_{cp,N}$ ، بواسطة (أ) أو (ب) باستخدام المسافة الحرجة  $c_{ac}$  المحددة في 17.9.5.

$$(a) \text{ If } c_{a,min} \geq c_{ac}, \text{ then } \psi_{cp,N} = 1.0 \quad (17.6.2.6.1a)$$

$$(b) \text{ If } c_{a,min} < c_{ac}, \text{ then } \psi_{cp,N} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \geq \frac{1.5h_{ef}}{c_{ac}} \quad (17.6.2.6.1b)$$

**17.6.2.6.2** For all other cases, including cast-in anchors,  $\psi_{cp,N}$  shall be taken as 1.0.

**17.6.2.6.2** بالنسبة لجميع الحالات الأخرى ، بما في ذلك المسامير المصبوبة  $\psi_{cp,N}$  يجب اعتبارها 1.0.

**17.6.3 Pullout strength of a single cast-in anchor or a single post-installed expansion, screw, or undercut anchor in tension,  $N_{pn}$**

**17.6.3** مقاومة السحب لمسمار فردي مصبوب ومسمار توسعة وحلزوني وارتدادي لاحق التثبيت في الشد ،  $N_{pn}$

**17.6.3.1** Nominal pullout strength of a single cast-in anchor or a single-post-installed expansion, screw, or undercut anchor in tension,  $N_{pn}$ , shall be calculated by:

**17.6.3.1** تحسب مقاومة السحب الاسمية لمسمار فردي أو مسمار توسعة وحلزوني وارتدادي لاحق التثبيت في الشد ،  $N_{pn}$  بواسطة:

$$N_{pm} = \psi_{c,P} N_p \quad (17.6.3.1)$$

where  $\psi_{c,P}$  is given in 17.6.3.3.

حيث  $\psi_{c,P}$  ، معطاة في 17.6.3.3.

## COMMENTARY

### التعليق

#### R17.6.2.6 Breakout splitting factor, $\psi_{cp,N}$

**R17.6.2.6.1** The design provisions in 17.6 are based on the assumption that the basic concrete breakout strength can be achieved if the minimum edge distance  $c_{a,min}$  equals  $1.5h_{ef}$ . Test results (Asmus 1999), however, indicate that many torque-controlled and displacement-controlled expansion anchors and some undercut anchors require edge distances exceeding  $1.5h_{ef}$  to achieve the basic concrete breakout strength if tested in uncracked concrete without supplementary reinforcement to control splitting. When a tensile load is applied, the resulting tensile stresses at the embedded end of the anchor are added to the tensile stresses induced due to anchor installation, and splitting failure may occur before reaching the concrete breakout strength given in 17.6.2.1. To account for this potential splitting mode of failure, the basic concrete breakout strength is reduced by a factor  $\psi_{cp,N}$  if  $c_{a,min}$  is less than the critical edge distance  $c_{ac}$ .

#### R17.6.2.6 معامل الانقسام للاختراق $\psi_{cp,N}$

**R17.6.2.6.1** تستند أحكام التصميم الواردة في 17.6 على افتراض أن مقاومة اختراق الخرسانة الأساسية يمكن تحقيقها إذا كانت الحد الأدنى لمسافة الحافة  $c_{a,min}$  يساوي  $1.5h_{ef}$ . مع ذلك ، تشير نتائج الاختبار (Asmus 1999) إلى أن العديد من مسامير التوسعة التي يتم التحكم فيها بعزم الدوران والتحكم في الإزاحة وبعض المسامير الارتدادية تتطلب مسافات حافة تتجاوز  $1.5h_{ef}$  لتحقيق مقاومة اختراق الخرسانة الأساسية إذا تم اختبارها في الخرسانة الغير متشققة دون تسليح إضافي للتحكم في الانقسام. عند تطبيق حمل الشد ، تضاف إجهادات الشد الناتجة في الطرف المغمور للمسمار إلى إجهادات الشد الناتجة عن تثبيت المسمار ، وقد يحدث انهيار الانقسام قبل الوصول إلى مقاومة اختراق الخرسانة المعطاة في 17.6.2.1. لمراعاة نمط الانقسام المحتمل هذا للانهيار ، يتم تقليل مقاومة اختراق الخرسانة الأساسية بمعامل  $\psi_{cp,N}$  إذا  $c_{a,min}$  أقل من مسافة الحافة الحرجة  $c_{ac}$ .

**R17.6.2.6.2** If supplementary reinforcement to control splitting is present or if the anchors are located in a region where analysis indicates cracking of the concrete at service loads, the reduction factor  $\psi_{cp,N}$  is taken as 1.0.

**R17.6.2.6.2** في حالة وجود تسليح إضافي للتحكم في الانقسام أو إذا كانت المسامير موجودة في منطقة حيث يشير التحليل إلى تشقق الخرسانة عند أحمال الخدمة ، فإن معامل التخفيض  $\psi_{cp,N}$  ، يؤخذ على أنه 1.0.

**R17.6.3 Pullout strength of a single cast-in anchor or a single post-installed expansion, screw, or undercut anchor in tension,  $N_{pn}$**

**R17.6.3** مقاومة السحب لمسمار فردي مصبوب ومسمار توسعة وحلزوني وارتدادي لاحق التثبيت في الشد ،  $N_{pn}$

**R17.6.3.1** The design requirements for pullout are applicable to cast-in anchors and post-installed expansion, screw, and undercut anchors. They are not applicable to adhesive anchors, which are instead evaluated for bond failure in accordance with 17.6.5.

**R17.6.3.1** تنطبق متطلبات التصميم للسحب على المسامير المصبوبة ومسامير التوسعة والحلزونية والارتدادية لاحقة التثبيت. لا تنطبق على المسامير اللاصقة ، والتي يتم تقييمها بدلاً من ذلك لانهيار الترابط وفقاً لـ 17.6.5.

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

**17.6.3.2 Basic single anchor pullout strength,  $N_p$** 

**17.6.3.2.1** For post-installed expansion, screw, and undercut anchors, the values of  $N_p$  shall be based on the 5 percent fractile of results of tests performed and evaluated according to **ACI 355.2**. It is not permissible to calculate the pullout strength in tension for such anchors.

**17.6.3.2 مقاومة السحب الأساسية لمسمار فردي،  $N_p$** 

**17.6.3.2.1** بالنسبة لمسامير التوسعة والحلزونية والارتدادية لاحقة التثبيت فإن قيم  $N_p$  يجب أن تستند إلى 5٪ من نتائج الاختبارات التي تم إجراؤها وتقييمها وفقاً لـ **ACI 355.2** لا يسمح بحساب مقاومة السحب في الشد لمثل هذه المسامير.

**17.6.3.2.2** For single anchors, it shall be permitted to evaluate the pullout strength in tension,  $N_p$ , for use in Eq. (17.6.3.1) in accordance with (a) or (b). Alternatively, it shall be permitted to use values of  $N_p$  based on the 5 percent fractile of tests performed and evaluated in the same manner as the ACI 355.2 procedures but without the benefit of friction.

(a) For cast-in headed studs and headed bolts,  $N_p$  shall be calculated by:

**17.6.3.2.2** بالنسبة للمسامير الفردية، يُسمح بتقييم مقاومة السحب في الشد  $N_p$ ، للاستخدام في المعادلة (17.6.3.1) طبقاً لـ (أ) أو (ب). وبدلاً من ذلك، يُسمح باستخدام قيم  $N_p$  استناداً إلى 5 في المائة من اختبارات الاداء التي يتم إجراؤها وتقييمها بنفس الطريقة التي يتم بها إجراءات **ACI 355.2** ولكن بدون الاستفادة من الاحتكاك. (أ) بالنسبة للمسامير ذات الرأس المصبوب والمسامير ذات الرأس، تحسب  $N_p$  على النحو التالي:

$$N_p = 8A_{brg}f'_c \quad (17.6.3.2.2a)$$

(b) For J- or L-bolts,  $N_p$  shall be calculated by:

$$N_p = 0.9f'_c e_h d_a \quad (17.6.3.2.2b)$$

where  $3d_a \leq e_h \leq 4.5d_a$ .

**R17.6.3.2 Basic single anchor pullout strength,  $N_p$** 

**R17.6.3.2.2** The pullout strength equations given in 17.6.3.2.2(a) and 17.6.3.2.2(b) are only applicable to cast-in headed and hooked anchors (Kuhn and Shaikh 1996; fb 2011); they are not applicable to post-installed expansion, screw, and undercut anchors that use various mechanisms for end anchorage unless the validity of the pullout strength equations is verified by tests. The value calculated from Eq. (17.6.3.2.2a) corresponds to the force at which crushing of the concrete occurs due to bearing of the anchor head (fb 2011; ACI 349M). It is not the force required to pull the anchor completely out of the concrete; therefore, the equation does not contain a term relating to embedment depth. Local crushing of the concrete greatly reduces the stiffness of the connection, and generally will be the beginning of a pullout failure. The pullout strength in tension of headed studs or headed bolts can be increased by providing reinforcement, such as closely spaced spirals, throughout the head region. This increase can be demonstrated by tests, as required by the Licensed Design Professional for the specific application. Equation (17.6.3.2.2b) for hooked bolts was developed by Lutz based on the results of Kuhn and Shaikh (1996). Reliance is placed on the bearing component only, neglecting any frictional component, because crushing inside the hook will greatly reduce the stiffness of the connection and generally will be the beginning of a pullout failure. The limits on  $e_h$  are based on the range of variables used in the three test programs reported in Kuhn and Shaikh (1996).

**R17.6.3.2 مقاومة السحب الأساسية لمسمار فردي،  $N_p$** 

**R17.6.3.2.2** معادلات مقاومة السحب الواردة في 17.6.3.2.2 (أ) و 17.6.3.2.2 (ب) تنطبق فقط على المسامير المصبوبة ذات رأس وعكفة (Kuhn and Shaikh 1996; fb 2011)؛ لا تنطبق هذه المواصفة على المسامير التوسعة والحلزونية والارتدادية لاحقة التثبيت والتي تستخدم آليات مختلفة للتثبيت النهائي ما لم يتم التحقق من صحة معادلات مقاومة السحب عن طريق الاختبارات. القيمة المحسوبة من المعادلة (17.6.3.2.2a) يتوافق مع القوة التي يحدث عندها تكسر الخرسانة بسبب تحمل رأس المسمار (fb 2011; ACI 349M). ليست القوة المطلوبة لسحب المسمار بالكامل من الخرسانة؛ لذلك، لا تحتوي المعادلة على مصطلح يتعلق بعمق الغرز. يقلل التكسير المحلي للخرسانة إلى حد كبير من جساءة الاتصال، وبشكل عام سيكون بداية انهيار السحب. يمكن زيادة مقاومة السحب في الشد للمسامير ذات الرأس أو المسامير الملولبة من خلال توفير التسليح، مثل الحلزونات المتقاربة، في جميع أنحاء منطقة الرأس. يمكن إثبات هذه الزيادة من خلال الاختبارات، كما هو مطلوب من قبل محترف التصميم المرخص لتطبيق المواصفات. تم تطوير المعادلة (17.6.3.2.2b) للمسامير ذات عكفة بواسطة Lutz استناداً إلى نتائج Kuhn و (1996) Sheikh. يتم الاعتماد على مكون التحميل فقط، متجاهلين أي مكون احتكاكي، لأن التكسير داخل العكفة سيقول إلى حد كبير من مقاومة الاتصال وسيكون بشكل عام بداية انهيار السحب. تستند الحدود على  $e_h$  إلى مجال المتغيرات المستخدمة في برامج الاختبار الثلاثة المذكورة في Kuhn وشيخ (1996)



## CODE

### الكود

#### 17.6.3.3 Pullout cracking factor, $\psi_{c,P}$

17.6.3.3.1 Modification factor to account for the influence of cracking in anchor regions at service load levels,  $\psi_{c,P}$ , shall be determined by (a) or (b):

(a) For anchors located in a region of a concrete member where analysis indicates no cracking at service load levels,  $\psi_{c,P}$  shall be permitted to be 1.4.

(b) For anchors located in a region of a concrete member where analysis indicates cracking at service load levels,  $\psi_{c,P}$ , shall be taken as 1.0.

#### 17.6.3.3 معامل التشقق للسحب ، $\psi_{c,P}$

17.6.3.3.1 يتم تحديد معامل التعديل الذي يراعي تأثير التشقق في مناطق المسامير عند مستويات حمل الخدمة ،  $\psi_{c,P}$  ، بواسطة (أ) أو (ب): (أ) بالنسبة للمسامير التي تقع في منطقة عنصر خرساني حيث يشير التحليل إلى عدم وجود تشقق في مستويات حمل الخدمة  $\psi_{c,P}$  يجب أن يكون 1.4 (ب) بالنسبة للمسامير الموجودة في منطقة عنصر خرساني حيث يشير التحليل إلى وجود تشقق عند مستويات حمل الخدمة ،  $\psi_{c,P}$  ، يجب اعتباره 1.0.

#### 17.6.4 Concrete side-face blowout strength of headed anchors in tension, $N_{sb}$

17.6.4 مقاومة الانفجار للوجة الجانبي للمسامير ذات راس للخرسانة في الشد  $N_{sb}$

17.6.4.1 For a single headed anchor with deep embedment close to an edge ( $hef > 2.5ca1$ ), the nominal side-face blowout strength,  $N_{sb}$ , shall be calculated by:

17.6.4.1 بالنسبة للمسامير ذات الرأس الفردية مع الغرز العميق بالقرب من الحافة ( $hef > 2.5ca1$ ) ، تحسب مقاومة الانفجار الاسمية للوجة الجانبي ،  $N_{sb}$  ، على النحو التالي:

$$N_{sb} = 13c_{at} \sqrt{A_{brg}} \lambda_a \sqrt{f'_c} \quad (17.6.4.1)$$

17.6.4.1.1 If  $ca2$  for the single headed anchor is less than  $3ca1$ , the value of  $N_{sb}$  shall be multiplied by the factor  $(1 + ca2/ca1)/4$ , where  $1.0 \leq ca2/ca1 \leq 3.0$ .

17.6.4.1.1 إذا كانت  $ca2$  للمسامير ذات الرأس الفردية أقل من  $3ca1$  ، يجب ضرب قيمة  $N_{sb}$  في المعامل  $(1 + ca2/ca1)/4$  ، حيث  $1.0 \leq ca2/ca1 \leq 3.0$ .

17.6.4.2 For multiple headed anchors with deep embedment close to an edge ( $hef > 2.5ca1$ ) and anchor spacing less than  $6ca1$ , the nominal strength of those anchors susceptible to a side-face blowout failure,  $N_{sbg}$ , shall be calculated by:

17.6.4.2 بالنسبة للمسامير متعددة الرؤوس ذات الغرز العميق بالقرب من الحافة ( $hef > 2.5ca1$ ) والتباعد بين المسامير الأقل من  $6ca1$  ، تحسب المقاومة الاسمية لتلك المسامير المعرضة لانفجار الانفجار للوجة الجانبي ،  $N_{sbg}$  ، من خلال:

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6ca1}\right) N_{sb} \quad (17.6.4.2)$$

where  $s$  is the distance between the outer anchors along the edge, and  $N_{sb}$  is obtained from Eq. (17.6.4.1) without modification for a perpendicular edge distance.

حيث  $s$  هي المسافة بين المسامير الخارجية على طول الحافة ، ويتم الحصول على  $N_{sb}$  من المعادلة (17.6.4.1) بدون تعديل المسافة العمودية للحافة.

## COMMENTARY

### التعليق

#### R17.6.4 Concrete side-face blowout strength of headed anchors in tension, $N_{sb}$

R17.6.4 مقاومة الانفجار للوجة الجانبي للمسامير ذات راس للخرسانة في الشد  $N_{sb}$

R17.6.4.1 The design requirements for side-face blowout are based on the recommendations of [Furche and Eligehausen \(1991\)](#) and are applicable to headed anchors that usually are cast-in. Splitting during installation rather than side-face blowout generally governs post-installed anchors and is evaluated by [ACI 355.2](#) requirements.

R17.6.4.1 تستند متطلبات التصميم لانفجار الوجة الجانبي إلى توصيات [Furche and Eligehausen \(1991\)](#) ، وهي قابلة للتطبيق على المسامير ذات الرأس التي يتم صبها عادةً. يحكم الانقسام أثناء التثبيت بدلاً من انفجار للوجة الجانبي للمسامير لاحقة التثبيت ويتم تقييمه من خلال متطلبات [ACI 355.2](#).

R17.6.4.2 To calculate nominal side-face blowout strength for multiple headed anchors, only those anchors close to an edge ( $ca1 < 0.4hef$ ) that are loaded in tension should be considered. Their strength is compared to the portion of the tensile load applied to those anchors.

R17.6.4.2 لحساب مقاومة الانفجار الاسمية للوجة الجانبي للعديد من المسامير ذات الرأس المتعددة ، يجب فقط مراعاة تلك المسامير القريبة من الحافة ( $ca1 < 0.4hef$ ) التي يتم تحميلها في الشد. تتم مقارنة مقاومتها مع جزء حمل الشد المطبق على تلك المسامير.

## CODE

### الكود

**17.6.5 Bond strength of adhesive anchors in tension,  $N_a$  or  $N_{ag}$**   
**17.6.5.1** Nominal bond strength in tension,  $N_a$  of a single adhesive anchor or  $N_{ag}$  of an adhesive anchor group satisfying 17.5.1.3.1, shall be calculated by (a) or (b), respectively.

**17.6.5 مقاومة الترابط للمسامير اللاصقة في الشد ،  $N_a$  أو  $N_{ag}$**   
**17.6.5.1** تحسب مقاومة الترابط الاسمية في الشد ،  $N_a$  للمسامير اللاصقة الفردية أو  $N_{ag}$  من مجموعة مسامير لاصقة تستوفي بـ 17.5.1.3.1 ، بواسطة (أ) أو (ب) ، على التوالي.

(a) For a single adhesive anchor:

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \psi_{ed,Na} \psi_{cp,Na} N_{ba} \quad (17.6.5.1a)$$

(b) For an adhesive anchor group:

$$N_{ag} = \frac{A_{Na}}{A_{Na0}} \psi_{ec,Na} \psi_{ed,Na} \psi_{cp,Na} N_{ba} \quad (17.6.5.1b)$$

where  $\psi_{ec,Na}$ ,  $\psi_{ed,Na}$ , and  $\psi_{cp,Na}$  are given in 17.6.5.3, 17.6.5.4, and 17.6.5.5, respectively.

حيث يتم إعطاء  $\psi_{cp,Na}$  و  $\psi_{ec,Na}$ ،  $\psi_{ed,Na}$  في 17.6.5.3 و 17.6.5.4 و 17.6.5.5 على التوالي.

**17.6.5.1.1**  $A_{Na}$  is the projected influence area of a single adhesive anchor or an adhesive anchor group that is approximated as a rectilinear area that projects outward a distance  $c_{Na}$  from the centerline of the adhesive anchor, or in the case of an adhesive anchor group, from a line through a row of adjacent adhesive anchors.  $A_{Na}$  shall not exceed  $nA_{Na0}$ , where  $n$  is the number of adhesive anchors in the group that resist tension.

**17.6.5.1.1**  $A_{Na}$  هي مساحة التأثير المتوقعة في مكان وجود مسمار لاصقة فردي أو مجموعة مسامير لاصقة يتم تقريبها كمساحة مستقيمة تظهر خارج  $c_{Na}$  من الخط المركزي للمسامير اللاصقة ، أو في حالة مجموعة مسامير لاصقة ، من خط عبر صف من المسامير اللاصقة المجاورة. يجب ألا يتجاوز  $A_{Na}$   $nA_{Na0}$  ، حيث  $n$  هو عدد المسامير اللاصقة في المجموعة التي تقاوم الشد.

**17.6.5.1.2**  $A_{Na0}$  is the projected influence area of a single adhesive anchor with an edge distance of at least  $c_{Na}$ .

**17.6.5.1.2**  $A_{Na0}$  هي مساحة التأثير المتوقعة لمسمار لاصق فردي مع مسافة حافة لا تقل عن  $c_{Na}$ .

$$A_{Na0} = (2c_{Na})^2 \quad (17.6.5.1.2a)$$

where

$$c_{Na} = 10d_a \sqrt{\frac{\tau_{avg}}{7.6}} \quad (17.6.5.1.2b)$$

and constant 7.6 carries the unit of MPa.

وثابت 7.6 يحمل وحدة MPa.

## COMMENTARY

### التعليق

**R17.6.5 Bond strength of adhesive anchors in tension,  $N_a$  or  $N_{ag}$**

**R17.6.5 مقاومة الترابط للمسامير اللاصقة في الشد ،  $N_a$  أو  $N_{ag}$**

**R17.6.5.1** Evaluation of bond strength applies only to adhesive anchors. Single anchors with small embedment loaded to failure in tension may exhibit concrete breakout failures, while deeper embedments produce bond failures. Adhesive anchors that exhibit bond failures when loaded individually may exhibit concrete failures in a group or in a near-edge condition. In all cases, the strength in tension of adhesive anchors is limited by concrete breakout strength as given by Eq. (17.6.2.1a) and (17.6.2.1b) (Eligehausen et al. 2006a). The influence of anchor spacing and edge distance on both bond strength and concrete breakout strength must be evaluated for adhesive anchors. The influence of anchor spacing and edge distance on the nominal bond strength of adhesive anchors in tension are included in the modification factors  $A_{Na}/A_{Na0}$  and  $\psi_{ed,Na}$  in Eq. (17.6.5.1a) and (17.6.5.1b). The influence of nearby edges and adjacent loaded anchors on bond strength is dependent on the volume of concrete mobilized by a single adhesive anchor. In contrast to the projected concrete failure area concept used in Eq. (17.6.2.1a) and (17.6.2.1b) to calculate the breakout strength of an adhesive anchor, the influence area associated with the bond strength of an adhesive anchor used in Eq. (17.6.5.1a) and (17.6.5.1b) is not a function of the embedment depth, but rather a function of the anchor diameter and characteristic bond stress. The critical distance  $c_{Na}$  is assumed the same whether the concrete is cracked or uncracked. For simplicity, the relationship for  $c_{Na}$  in Eq. (17.6.5.1.2b) uses  $\tau_{uncr}$ , the characteristic bond stress in uncracked concrete. This has been verified by experimental and numerical studies (Eligehausen et al. 2006a). Figure R17.6.5.1(a) shows  $A_{Na0}$  and the development of Eq. (17.6.5.1.2a).  $A_{Na0}$  is the projected influence area for the bond strength of a single adhesive anchor. Figure R17.6.5.1(b) shows an example of the projected influence area for an anchor group. Because, in this case,  $A_{Na}$  is the projected influence area for an anchor group, and  $A_{Na0}$  is the projected influence area for a single anchor, there is no need to include  $n$ , the number of anchors, in Eq. (17.6.5.1b). If individual anchors in a group (anchors loaded by a common base plate or attachment) are positioned in such a way that the projected influence areas of the individual anchors overlap, the value of  $A_{Na}$  is less than  $nA_{Na0}$ . The tensile strength of closely spaced adhesive anchors with low bond strength may significantly exceed the value given by Eq. (17.6.5.1b). A correction factor is given in the literature (Eligehausen et al. 2006a) to address this issue, but for simplicity, this factor is not included in the Code.



**R17.6.5.1** ينطبق تقييم مقاومة الترابط فقط على المسامير اللاصقة. قد تظهر المسامير المفردة ذات الغرز الصغير المحتملة بالانهيار في الشد انهياراً في اختراق الخرسانة ، في حين أن الغرز العميق ينتج انهيار الترابط . قد تثبت المسامير اللاصقة التي تظهر انهيار الترابط عند تحميلها بشكل فردي انهيار الخرسانة في مجموعة أو في حالة قريبة جداً. في جميع الحالات ، تكون مقاومة الشد للمسامير اللاصقة محدودة بمقاومة اختراق الخرسانة كما هو موضح بواسطة المعادلة. (17.6.2.1 أ) و (17.6.2.1 ب Eligehausen et al. 2006a). يجب تقييم تأثير تباعد المسمار ومسافة الحافة على كل من مقاومة الترابط ومقاومة اختراق الخرسانة للمسمار لاصقة. يتم ادخال تأثير تباعد المسمار ومسافة الحافة على مقاومة الترابط الاسمية للمسامير اللاصقة في الشد في معاملات التعديل  $ANa / ANao$  و  $\psi_{ed}$  ، في Eq. (17.6.5.1 أ) و (17.6.5.1 ب). يعتمد تأثير الحواف القريبة والمسامير المحملة المجاورة على مقاومة الترابط على حجم الخرسانة المعالجة بواسطة مسمار لاصق فردي . على العكس من مفهوم مساحة الانهيار المتوقعة للخرسانة المستخدمة في المعادلة. (17.6.2.1 أ) و (17.6.2.1 ب) لحساب مقاومة الاختراق للمسمار اللاصق ، وهي مساحة التأثير المرتبطة بمقاومة الترابط للمسمار اللاصق المستخدمة في المعادلة. (17.6.5.1 أ) و (17.6.5.1 ب) ليست دالة لعمق الغرز ، بل هي دالة لقطر المسمار واجهاد الترابط المخصص. يفترض أن المسافة الحرجة  $cNa$  هي نفسها سواء تم تشقق الخرسانة أو عدم تشققها. من أجل التبسيط ، علاقة  $cNa$  في المعادلة. (17.6.5.1.2 ب) يستخدم  $\tau_{uncr}$  ، وهو إجهاد الترابط المخصص في الخرسانة الغير متشققة. وقد تم التحقق من ذلك من خلال الدراسات التجريبية والعديدية (Eligehausen et al. 2006a). يوضح الشكل (R17.6.5.1 أ)  $ANao$  وتطور المعادلة. (17.6.5.1.2 أ)  $ANao$ . (هي مساحة التأثير المتوقعة لمقاومة الترابط لمسمار فردي لاصق . يوضح الشكل) R.17.6.5.1 ب) مثلاً للمساحة المتوقعة في مجموعة المسامير. لأنه في هذه الحالة ،  $ANa$  هي مساحة التأثير المتوقعة لمجموعة المسامير ، و  $ANao$  هي مساحة التأثير المتوقعة لمسمار فردي ، ليست هناك حاجة لادخال  $n$  ، عدد المسامير ، في المعادلة. (17.6.5.1 ب). إذا كانت المسامير الفردية في مجموعة المسامير التي تم تحميلها بلوحة قاعدة مشتركة أو مرفق) موضوعة بطريقة تتداخل فيها المناطق المسقطة في المسامير الفردية ، فإن قيمة  $ANa$  تكون أقل من  $nANao$ . قد تتجاوز مقاومة الشد للمسامير اللاصقة المتقاربة مع مقاومة الترابط المنخفضة بشكل كبير القيمة المعطاة بواسطة المعادلة. (17.6.5.1 ب). تم إعطاء معامل تصحيح في الأدبيات (Eligehausen et al. 2006a) لمعالجة هذه المشكلة ، ولكن من أجل البساطة ، لم يتم تضمين هذا المعامل في الكود.

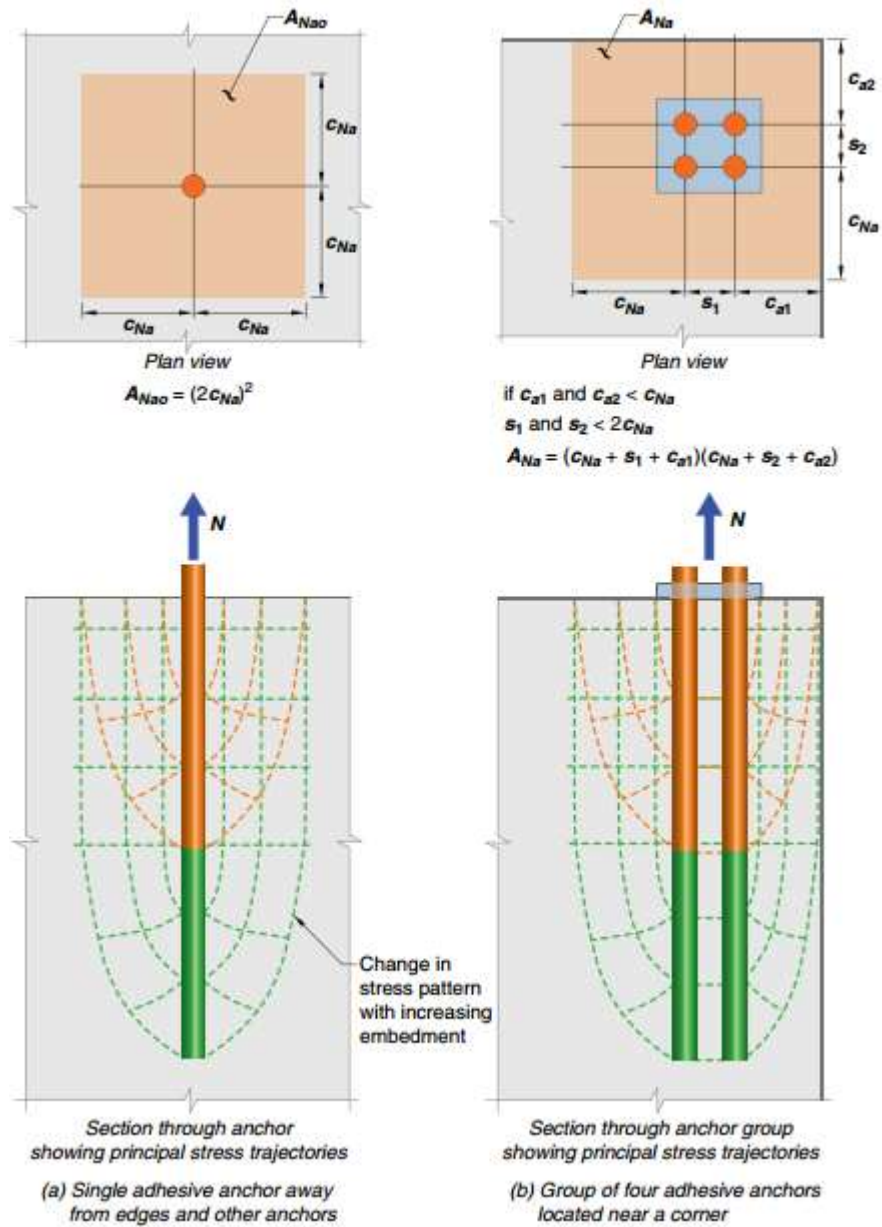


Fig. R17.6.5.1—Calculation of influence areas  $A_{Na0}$  and  $A_{Na}$

الشكل - R.17.6.5.1. حساب مساحات التأثير  $A_{Na0}$  و  $A_{Na}$ .

#### 17.6.5.2 Basic single anchor bond strength, $N_{ba}$

17.6.5.2.1 Basic bond strength of a single adhesive anchor in tension in cracked concrete,  $N_{ba}$ , shall be calculated by Eq. (17.6.5.2.1)

17.6.5.2 مقاومة الترابط الأساسية لمسمار فردي،  $N_{ba}$   
17.6.5.2.1 تحسب مقاومة الترابط الأساسية لمسمار فردي لاصق في الشد في الخرسانة المتشققة،  $N_{ba}$ ، بواسطة المعادلة (17.6.5.2.1)

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef} \quad (17.6.5.2.1)$$

17.6.5.2.2 Characteristic bond stress,  $\tau_{cr}$ , shall be taken as the 5 percent fractile of results of tests performed and evaluated in accordance with ACI 355.4M.

17.6.5.2.2 يجب أن يؤخذ إجهاد الترابط المخصص،  $\tau_{cr}$  على أنه 5 في المائة من نتائج الاختبارات التي يتم إجراؤها وتقييمها وفقاً لمعيار ACI 355.4M.

17.6.5.2.3 If analysis indicates cracking at service load levels, adhesive anchors shall be qualified for use in cracked concrete in accordance with ACI 355.4M.

17.6.5.2.3 إذا أشار التحليل إلى وجود تشقق في مستويات حمل الخدمة، يجب أن تكون المسامير اللاصقة مؤهلة للاستخدام في الخرسانة المتشققة وفقاً لـ ACI 355.4M.

17.6.5.2.4 For adhesive anchors located in a region of a concrete member where analysis indicates no cracking at service load levels,  $\tau_{uncr}$  shall be permitted to be used in place of  $\tau_{cr}$  in Eq. (17.6.5.2.1) and shall be taken as the 5 percent fractile of results of tests performed and evaluated according to ACI 355.4M.

17.6.5.2.4 بالنسبة للمسامير اللاصقة الموجودة في منطقة عنصر خرساني حيث يشير التحليل إلى عدم وجود تشقق في مستويات حمل الخدمة، يُسمح باستخدام  $\tau_{uncr}$  بدلاً من  $\tau_{cr}$  في المعادلة (17.6.5.2.1) ويجب اعتبارها نسبة 5 في المائة من نتائج الاختبارات التي تم إجراؤها وتقييمها وفقاً لـ ACI 355.4M.

#### R17.6.5.2 Basic single anchor bond strength, $N_{ba}$

R17.6.5.2.1 The equation for basic bond strength of adhesive anchors as given in Eq. (17.6.5.2.1) represents a uniform bond stress model that has been shown to provide the best prediction of adhesive anchor bond strength based on numerical studies and comparisons of different models to an international database of experimental results (Cook et al. 1998). The basic bond strength is valid for bond failures that occur between the concrete and the adhesive as well as between the anchor and the adhesive.

R17.6.5.2 مقاومة الترابط الأساسية لمسمار فردي،  $N_{ba}$   
R17.6.5.2.1 معادلة مقاومة الترابط الأساسية للمسامير اللاصقة كما هو موضح في المعادلة (17.6.5.2.1) يمثل نموذجاً موحداً لإجهاد الترابط، وقد ثبت أنه يوفر أفضل توقع لمقاومة الترابط لمسمار لاصق استناداً إلى الدراسات العددية ومقارنات النماذج المختلفة بقاعدة بيانات دولية للنتائج التجريبية (Cook et al. 1998). مقاومة الترابط الأساسية صالحة لانهيار الترابط التي تحدث بين الخرسانة والمواد اللاصقة وكذلك بين المسمار والمواد اللاصقة.

R17.6.5.2.2 Characteristic bond stresses should be based on tests performed in accordance with ACI 355.4M and should reflect the particular combination of installation and use conditions anticipated during construction and during anchor service life. If product-specific information is unavailable at the time of design, Table 17.6.5.2.5 provides lower-bound default values.

R17.6.5.2.2 يجب أن تستند إجهادات الترابط المخصصة إلى الاختبارات التي يتم إجراؤها وفقاً لـ ACI 355.4M ويجب أن تعكس التركيبة المعينة من حالات التثبيت والاستخدام المتوقع أثناء البناء وأثناء عمر خدمة المسمار. إذا كانت معلومات مواصفات المنتج غير متاحة في وقت التصميم، فإن الجدول 17.6.5.2.5 يوفر قيماً افتراضية ذات حدود أقل.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**17.6.5.2.5** It shall be permitted to use the minimum characteristic bond stress values in Table 17.6.5.2.5, provided (a) through (e) are satisfied:

- (a) Anchors shall meet the requirements of ACI 355.4M
- (b) Anchors shall be installed in holes drilled with a rotary impact drill or rock drill
- (c) Concrete compressive strength at time of anchor installation shall be at least 17 MPa
- (d) Concrete age at time of anchor installation shall be at least 21 days
- (e) Concrete temperature at time of anchor installation shall be at least 10°C

**17.6.5.2.5** يسمح استخدام الحد الأدنى من قيم إجهاد الترابط المخصصة في الجدول 17.6.5.2.5 ، بشرط أن يتم استيفاء (أ) حتى (هـ): (أ) تستوفي المسامير متطلبات (ACI 355.4M ب) تثبيت المسامير في ثقوب محفورة بحفر دائري أو حفار صخري (ج) يجب ألا تقل مقاومة الضغط للخرسانة عند تثبيت المسمار عن 17 ميغا باسكال (د) يجب ألا يقل عمر الخرسانة عند تثبيت المسمار عن 21 يوماً (هـ) يجب ألا تقل درجة حرارة الخرسانة عند تثبيت المسمار عن 10 درجات مئوية

**R17.6.5.2.5** The characteristic bond stresses in Table 17.6.5.2.5 are the minimum values permitted for adhesive anchor systems qualified in accordance with ACI 355.4M for the tabulated installation and use conditions. Use of these values is restricted to the combinations of specific conditions listed; values for other combinations of installation and use conditions should not be inferred. If both sustained tension and earthquake-induced forces are required to be resisted by the anchors, the applicable factors given in the footnotes of Table 17.6.5.2.5 should be multiplied together. The table assumes a concrete age of at least 21 days and a concrete compressive strength of at least 17 MPa. The terms “indoor” and “outdoor” as used in Table 17.6.5.2.5 refer to a specific set of installation and service environments. Indoor conditions represent anchors installed in dry concrete with a rotary impact drill or rock drill and subjected to limited concrete temperature variations over the service life of the anchor. Outdoor conditions are assumed to occur if, at the time of installation, the concrete is exposed to weather that might leave the concrete wet. Anchors installed in outdoor conditions are also assumed to be subject to greater concrete temperature variations such as might be associated with freezing and thawing or elevated temperatures resulting from direct sun exposure. While the indoor/outdoor characterization is useful for many applications, there may be situations in which a literal interpretation of the terms “indoor” and “outdoor” do not apply. For example, anchors installed before the building envelope is completed may involve drilling in saturated concrete. As such, the minimum characteristic bond stress associated with the outdoor condition in Table 17.6.5.2.5 applies, regardless of whether the service environment is “indoor” or “outdoor.” Rotary impact drills and rock drills produce non-uniform hole geometries that are generally favorable for bond. Installation of adhesive anchors in core-drilled holes may result in substantially lower characteristic bond stresses. Because this effect is highly product dependent, design of anchors to be installed in core-drilled holes should adhere to the productspecific characteristic bond stresses established through testing in accordance with **ACI 355.4M**. The characteristic bond stresses associated with specific adhesive anchor systems are dependent on a number of parameters. Consequently, care should be taken to include all parameters relevant to the value of characteristic bond stress used in the design. These parameters include but are not limited to:

**R17.6.5.2.5** اجهادات الترابط المخصصة في الجدول 17.6.5.2.5 هي أقل قيم مسموح بها لأنظمة المسمار اللاصق المؤهل وفقاً لـ **ACI 355.4M** لحالات التثبيت والاستخدام النموذجي. يقتصر استخدام هذه القيم على مجموعات الشروط المحددة المدرجة ؛ لا ينبغي الاستدلال على قيم المجموعات الأخرى من شروط التثبيت والاستخدام. إذا كان من الضروري مقاومة كل من الشد المستمر والقوى التي يسببها الزلزال من قبل المسامير ، فيجب مضاعفة المعاملات المطبقة الواردة في حواشي الجدول 17.6.5.2.5 معاً. يفترض الجدول عمر الخرسانة لا يقل عن 21 يوماً ومقاومة الضغط للخرسانة لا تقل عن 17 ميغا باسكال. يشير المصطلحان "داخلي" و "خارجي" كما هو مستخدم في الجدول 17.6.5.2.5 إلى مجموعة محددة من بيانات التثبيت والخدمة. تمثل الظروف الداخلية للمسامير المثبتة في الخرسانة الجافة مع حفار الصدم الدوراني أو الحفار الصخري وتعرضها لتغيرات درجة حرارة الخرسانة المحدودة على مدى عمر خدمة المسمار. من المفترض أن تحدث الظروف الخارجية إذا تعرضت الخرسانة وقت التثبيت للطقس الذي قد يترك الخرسانة رطبة. من المفترض أيضاً أن تكون المسامير المثبتة في الظروف الخارجية عرضة لتغيرات أكبر في درجة حرارة الخرسانة مثل قد تكون مرتبطة بالتجميد والذوبان أو درجات الحرارة المرتفعة الناتجة عن التعرض المباشر للشمس. في حين أن التوصيف الداخلي / الخارجي مفيد للعديد من التطبيقات ، فقد تكون هناك حالات لا ينطبق فيها التفسير الحرفي لمصطلحي "داخلي" و "خارجي". على سبيل المثال ، قد تتضمن المسامير المثبتة قبل اكتمال غلاف المبنى الحفر في الخرسانة المشبعة. على هذا النحو ، ينطبق الحد الأدنى من إجهاد الترابط المخصصة المصاحب للظروف الخارجية في الجدول 17.6.5.2.5 ، بغض النظر عما إذا كانت بيئة الخدمة "داخلية" أو "خارجية". ينتج حفار الصدم الدوراني والحفار الصخري خصائص هندسية غير منتظمة للحفار تكون ملائمة بشكل عام للترابط . قد يؤدي تثبيت المسامير اللاصقة في الثقوب المحفورة بالنواة إلى اجهادات الترابط المخصصة أقل بكثير. نظراً لأن هذا التأثير يعتمد بشكل كبير على المنتج ، يجب أن يلتزم تصميم المسامير التي سيتم تثبيتها في الثقوب المحفورة بالنواة باجهادات ترابط مخصصة للمنتجات المحددة من خلال الاختبار وفقاً لـ **ACI 355.4M** تعتمد اجهادات الترابط المخصصة المرتبطة بالأنظمة المحددة للمسار اللاصق على عدد من المتغيرات. وبالتالي ، يجب توخي الحذر لادخال جميع المتغيرات ذات الصلة بقيمة إجهاد الترابط المخصص المستخدمة في التصميم. تتضمن هذه المتغيرات على سبيل المثال لا الحصر:

Table 17.6.5.2.5—Minimum characteristic bond stresses<sup>[1][2]</sup>

الجدول 17.6.5.2.5 – أقل إجهادات ترابط مخصصة [1] [2]

Installation and service environment	Moisture content of concrete at time of anchor installation	Peak in-service temperature of concrete, °C	$\tau_{cr}$ MPa	$\tau_{uncr}$ MPa
Outdoor	Dry to fully saturated	79	1.4	4.5
Indoor	Dry	43	2.1	7.0

[1] If anchor design includes sustained tension, multiply values of  $\tau_{cr}$  and  $\tau_{uncr}$  by 0.4.

[2] If anchor design includes earthquake-induced forces for structures assigned to SDC C, D, E, or F, multiply values of  $\tau_{cr}$  by 0.8 and  $\tau_{uncr}$  by 0.4.

[1] إذا تم ادخال تصميم الشد المستمر للمسمار ، فيتم ضرب قيم  $\tau_{cr}$  و  $\tau_{uncr}$  في 0.4.

[2] إذا كان تصميم المسمار ليتضمن القوى التي يسببها الزلزال للمنشآت المخصصة لـ SDC C أو D أو E أو F ، فيتم ضرب قيم  $\tau_{cr}$  في 0.8 و  $\tau_{uncr}$  في 0.4.

(a) Type and duration of loading—bond strength is reduced for sustained tension

(b) Concrete cracking—bond strength is higher in uncracked concrete

(c) Anchor size—bond strength is generally inversely proportional to anchor diameter

(d) Drilling method—bond strength may be lower for anchors installed in core-drilled holes

(e) Degree of concrete saturation at time of hole drilling and anchor installation—bond strength may be reduced due to concrete saturation

(f) Concrete temperature at time of installation—installation of anchors in cold conditions may result in retarded adhesive cure and reduced bond strength

(g) Concrete age at time of installation—installation in early-age concrete may result in reduced bond strength (refer to R17.2.2)

(h) Peak concrete temperatures during anchor service life—under specific conditions (for example, anchors in thin concrete members exposed to direct sunlight), elevated concrete temperatures can result in reduced bond strength

(i) Chemical exposure—anchors used in industrial environments may be exposed to increased levels of contaminants that can reduce bond strength over time. Anchors tested and assessed under ACI 355.4M may in some cases not be qualified for all of the installation and service environments represented in Table 17.6.5.2.5. Therefore, where the minimum values given in Table 17.6.5.2.5 are used for design, the relevant installation and service environments should be specified in accordance with 26.7.1(i),

(j), (k), and (l), and only anchors that have been qualified under ACI 355.4M for the installation and service environments corresponding to the characteristic bond stress taken from Table 17.6.5.2.5 should be specified. Characteristic bond stresses associated with qualified adhesive anchor systems for a specific set of installation and use conditions may substantially exceed the minimum values provided in Table 17.6.5.2.5. For example, 13 to 19 mm diameter anchors installed in impact-drilled holes in dry concrete where use is limited to indoor conditions in uncracked concrete as described above may exhibit characteristic bond stresses  $\tau_{uncr}$  in the range of 14 to 17 MPa.



(أ) نوع ومدة التحميل - يتم تقليل مقاومة الترابط للشد المستمر  
(ب) تشقق الخرسانة - أعلى مقاومة الترابط في الخرسانة الغير متشققة  
(ج) حجم المسام - تتناسب مقاومة الترابط بشكل عكسي مع قطر المسام  
(د) طريقة الحفر - قد تكون مقاومة الترابط أقل للمسامير المثبتة في الثقوب المحفورة بالنواة  
(هـ) درجة تشبع الخرسانة عند حفر الثقب وتثبيت المسام - قد تنخفض مقاومة الترابط بسبب تشبع الخرسانة  
(و) درجة حرارة الخرسانة وقت التثبيت - قد يؤدي تثبيت المسامير في الظروف الباردة إلى إعاقه معالجة اللاصق وتقليل مقاومة الترابط  
(ز) عمر الخرسانة وقت التثبيت - قد يؤدي التثبيت في العمر المبكر للخرسانة إلى تقليل مقاومة الترابط (راجع) (R17.2.2 ح) أقصى درجات الحرارة للخرسانة أثناء عمر خدمة المسام - في ظل ظروف محددة (على سبيل المثال ، المسامير في الأجزاء الخرسانية الرقيقة المعرضة لضوء الشمس المباشر) ، يمكن أن تؤدي درجات حرارة الخرسانة المرتفعة إلى تقليل مقاومة الترابط  
(ط) التعرض الكيميائي - قد تتعرض المسامير المستخدمة في المباني الصناعية لمستويات متزايدة من الملوثات التي يمكن أن تقلل من مقاومة الترابط بمرور الوقت قد لا يتم تأهيل المسامير التي تم اختبارها وتقييمها بموجب ACI 355.4M في بعض الحالات لجميع بيانات التثبيت والخدمة الممثلة في الجدول 17.6.5.2.5. لذلك ، عندما يتم استخدام أقل القيم الواردة في الجدول 17.6.5.2.5 للتصميم ، يجب تحديد بيانات التثبيت والخدمة ذات الصلة وفقاً لـ 26.7.1 (i) ،  
(ي) و (ك) و (ل) ، يجب فقط تحديد المسامير التي تم تأهيلها بموجب ACI 355.4M لبيانات التثبيت والخدمة المقابلة لإجهاد الترابط المخصصة المأخوذة من الجدول 17.6.5.2.5. قد تتجاوز إجهادات الترابط المخصصة المرتبطة بأنظمة المسامير اللاصقة المؤهلة لمجموعة محددة من ظروف التثبيت والاستخدام بشكل كبير أقل القيم المنصوص عليها في الجدول 17.6.5.2.5. على سبيل المثال ، قد تثبت المسامير التي يبلغ قطرها 13 إلى 19 مم المثبتة في ثقوب مثقبة في الخرسانة الجافة حيث يقتصر الاستخدام على الظروف الداخلية في الخرسانة الغير متشققة كما هو موضح أعلاه إجهاد الترابط المخصصة على  $\tau_{uncr}$  قطر في مجال 14 إلى 17 ميجا باسكال.

## CODE

### الكود

**17.6.5.3 Bond eccentricity factor,  $\psi_{ec,Na}$**

**17.6.5.3.1** Modification factor for adhesive anchor groups loaded eccentrically in tension,  $\psi_{ec,Na}$ , shall be calculated by Eq (17.6.5.3.1).

**17.6.5.3** معامل اللامركزية للترابط ،  $\psi_{ec,Na}$   
**17.6.5.3.1** يُحسب معامل التعديل لمجموعات المسامير اللاصقة المحملة بشكل غير مركزي في الشد  $\psi_{ec,Na}$  ، بواسطة المعادلة (17.6.5.3.1).

$$\psi_{ec,Na} = \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} \leq 1.0 \quad (17.6.5.3.1)$$

**17.6.5.3.2** If the loading on an adhesive anchor group is such that only some of the adhesive anchors are in tension, only those adhesive anchors that are in tension shall be considered for determining eccentricity  $e'_N$  in Eq. (17.6.5.3.1) and for the calculation of  $N_{ag}$  according to Eq. (17.6.5.1b).

**17.6.5.3.2** إذا كان التحميل على مجموعة المسامير اللاصقة بحيث أن بعض المسامير اللاصقة فقط في حالة شد ، فيجب مراعاة المسامير اللاصقة الموجودة في الشد فقط لتحديد اللامركزية  $e'_N$  في المعادلة (17.6.5.3.1) ولحساب  $N_{ag}$  وفقاً للمعادلة (17.6.5.1) ب.

**17.6.5.3.3** If a load is eccentric about two orthogonal axes,  $\psi_{ec,Na}$  shall be calculated for each axis individually, and the product of these factors shall be used as  $\psi_{ec,Na}$  in Eq. (17.6.5.1b).

**17.6.5.3.3** إذا كان الحمل لامركزي حول محورين متعامدين ، يتم حساب  $\psi_{ec,Na}$  لكل محور على حدة ، ويتم استخدام ناتج هذه المعاملات كـ  $\psi_{ec,Na}$  في المعادلة (17.6.5.1) ب.

**17.6.5.4 Bond edge effect factor,  $\psi_{ed,Na}$**

**17.6.5.4.1** Modification factor for edge effects for single adhesive anchors or adhesive anchor groups in tension,  $\psi_{ed,Na}$ , shall be determined by (a) or (b) using the critical distance  $c_{Na}$  as defined in Eq. (17.6.5.1.2b).

**17.6.5.4** معامل تأثير الحافة للترابط ،  $\psi_{ed,Na}$   
**17.6.5.4.1** يتم تحديد معامل التعديل لتأثيرات الحافة للمسامير اللاصقة الفردية أو مجموعات المسامير اللاصقة في الشد ،  $\psi_{ed,Na}$  ، بواسطة (أ) أو (ب) باستخدام المسافة الحرجة  $c_{Na}$  كما هو محدد في المعادلة (17.6.5.1.2) ب.

$$(a) \text{ If } c_{a,min} \geq c_{Na}, \text{ then } \psi_{ed,Na} = 1.0 \quad (17.6.5.4.1a)$$

$$(b) \text{ If } c_{a,min} < c_{Na}, \text{ then } \psi_{ed,Na} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,min}}{c_{Na}} \quad (17.6.5.4.1b)$$

## COMMENTARY

### التعليق

**R17.6.5.3 Bond eccentricity factor,  $\psi_{ec,Na}$**

**R17.6.5.3.1** Refer to R17.6.2.3.1.

**R17.6.5.3** معامل اللامركزية للترابط  $\psi_{ec,Na}$   
**R17.6.5.3.1** الرجوع إلى R17.6.2.3.1

**R17.6.5.4 Bond edge effect factor,  $\psi_{ed,Na}$**

**R17.6.5.4.1** If anchors are located close to an edge, their strength is further reduced beyond that reflected in  $A_{Na}/A_{Na0}$ . The factor  $\psi_{ed,Na}$  accounts for the edge effect (Fuchs et al. 1995; Eligehausen et al. 2006a).

**R17.6.5.4** معامل تأثير الحافة للترابط ،  $\psi_{ed,Na}$   
**R17.6.5.4.1** إذا كانت المسامير تقع بالقرب من الحافة ، فإن مقاومتها تنخفض أكثر من تلك التي تؤثر في  $A_{Na} / A_{Na0}$  المعامل  $\psi_{ed,Na}$  لحسابات تأثير الحافة (Fuchs et al. 1995)؛ (Eligehausen et al. 2006).

**17.6.5.5 Bond splitting factor,  $\psi_{cp,Na}$**

**17.6.5.5.1** Modification factor for adhesive anchors designed for uncracked concrete in accordance with 17.6.5.1 without supplementary reinforcement to control splitting,  $\psi_{cp,Na}$ , shall be determined by (a) or (b) where  $c_{ac}$  is defined in 17.9.5

**17.6.5.5** معامل الانقسام للترابط ،  $\psi_{cp,Na}$  ،  
**17.6.5.5.1** يتم تحديد معامل التعديل للمسامير اللاصقة المصممة للخرسانة الغير متشققة وفقاً لـ 17.6.5.1 بدون تسليح إضافي للتحكم في الانقسام ،  
**17.9.5** بواسطة (أ) أو (ب) حيث يتم تحديد  $c_{ac}$  في 17.9.5

$$(a) \text{ If } c_{a,min} \geq c_{ac}, \text{ then } \psi_{cp,Na} = 1.0 \quad (17.6.5.5.1a)$$

$$(b) \text{ If } c_{a,min} < c_{ac}, \text{ then } \psi_{cp,Na} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}} \quad (17.6.5.5.1b)$$

**17.6.5.5.2** For all other cases,  $\psi_{cp,Na}$  shall be taken as 1.0.

**17.6.5.5.2** بالنسبة لجميع الحالات الأخرى ، يجب اعتبار  $\psi_{cp,Na}$  1.0

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

## 17.7—Shear strength

17.7.1 Steel strength of anchors in shear,  $V_{sa}$ 

17.7.1.1 Nominal steel strength of anchors in shear as governed by the steel,  $V_{sa}$ , shall be evaluated based on the properties of the anchor material and the physical dimensions of the anchors. If concrete breakout is a potential failure mode, the required steel shear strength shall be consistent with the assumed breakout surface.

## 17.7 - مقاومة القص

17.7.1 مقاومة الحديد للمسامير في القص ،  $V_{sa}$ 

17.7.1.1 يتم تقييم مقاومة الحديد الاسمية للمسامير في القص كما يحكمها الحديد  $V_{sa}$  ، بناءً على خصائص مادة المسمار والأبعاد الفيزيائية للمسامير. إذا كان اختراق الخرسانة هو نمط انهيار محتمل ، يجب أن تكون مقاومة الحديد للقص المطلوبة متوافقة مع سطح الاختراق المفترض.

17.7.1.2 Nominal strength of an anchor in shear,  $V_{sa}$ , shall not exceed (a) through (c):

(a) For cast-in headed stud anchor

17.7.1.2 يجب ألا تتجاوز المقاومة الاسمية للمسمار في القص ( $V_{sa}$ ) إلى (ج): (أ) للمسمار ذات الرأس المصبوب

$$V_{sa} = A_{se,v} f_{uta} \quad (17.7.1.2a)$$

where  $A_{se,v}$  is the effective cross-sectional area of an anchor in shear, mm<sup>2</sup>, and  $f_{uta}$  used for calculations shall not exceed either  $1.9f_{ya}$  or 860 MPa.

(b) For cast-in headed bolt and hooked bolt anchors and for post-installed anchors where sleeves do not extend through the shear plane

حيث  $A_{se,v}$  هي المساحة الفعالة للمقطع العرضي للمسمار في القص ، mm<sup>2</sup> ، و  $f_{uta}$  المستخدمة في الحسابات يجب ألا تتجاوز  $1.9f_{ya}$  أو 860 MPa. (ب) بالنسبة للمسامير ذات الرأس المصبوب والمسامير لاحقة التثبيت والمسامير ذات العكفة حيث لا تمتد الجلبات خلال مستوى القص

$$V_{sa} = 0.6A_{se,v} f_{uta} \quad (17.7.1.2b)$$

where  $A_{se,v}$  is the effective cross-sectional area of an anchor in shear, mm<sup>2</sup>, and the value of  $f_{uta}$  shall not exceed either  $1.9f_{ya}$  or 860 MPa.

(c) For post-installed anchors where sleeves extend through the shear plane,  $V_{sa}$  shall be based on the 5 percent fractile of results of tests performed and evaluated in accordance with ACI 355.2. Alternatively, Eq. (17.7.1.2b) shall be permitted to be used.

حيث  $A_{se,v}$  هي المساحة الفعالة للمقطع العرضي للمسمار ، مم<sup>2</sup> ، ويجب ألا تتجاوز قيمة  $f_{uta}$   $1.9f_{ya}$  أو 860 ميغا باسكال. (ج) بالنسبة للمسامير لاحقة التثبيت حيث تمتد الجلبات عبر مستوى القص ، تعتمد  $V_{sa}$  على نسبة 5 في المائة من نتائج الاختبارات التي يتم إجراؤها وتقييمها وفقاً لـ ACI 355.2. بدلاً من ذلك ، المعادلة (ب) 17.7.1.2) يسمح باستخدامها.

17.7.1.2.1 If anchors are used with built-up grout pads, nominal strength  $V_{sa}$  calculated in accordance with 17.7.1.2 shall be multiplied by 0.80.

17.7.1.2.1 إذا تم استخدام المسامير مع مساند التثبيت، فيتم ضرب المقاومة الاسمية  $V_{sa}$  المحسوبة وفقاً لـ 17.7.1.2 في 0.80.

## R17.7—Shear strength

R17.7.1 Steel strength of anchors in shear,  $V_{sa}$ 

R17.7.1.1 The shear applied to each anchor in an anchor group may vary depending on assumptions for the concrete breakout surface and load redistribution (refer to R17.7.2.1).

## R17.7 - مقاومة القص

R17.7.1 مقاومة الحديد للمسامير في القص ،  $V_{sa}$ 

R17.7.1.1 قد يختلف القص المطبق على كل مسمار في مجموعة المسامير اعتماداً على الافتراضات لسطح اختراق الخرسانة وإعادة توزيع الحمل (راجع R17.7.2.1).

R17.7.1.2 The nominal shear strength of anchors is best represented as a function of  $f_{uta}$  rather than  $f_{ya}$  because the large majority of anchor materials do not exhibit a well-defined yield point. Welded studs develop a higher steel shear strength than headed anchors due to the fixity provided by the weld between the studs and the base plate. The use of Eq. (17.7.1.2a) and (17.7.1.2b) with the load factors of 5.3 and the  $\phi$ -factors of 17.5.3 result in design strengths consistent with AISC 360. The limitation of  $1.9f_{ya}$  on  $f_{uta}$  is to ensure that, under service load conditions, the anchor stress does not exceed  $f_{ya}$ . The limit on  $f_{uta}$  of  $1.9f_{ya}$  was determined by converting the LRFD provisions to corresponding service-level conditions, as discussed in R17.6.1.2. For post-installed anchors having a reduced cross-sectional area anywhere along the anchor length, the effective cross-sectional area of the anchor should be provided by the manufacturer. For threaded rods and headed bolts, ASME B1.1 defines  $A_{se,v}$  as

R17.7.1.2 يتم تمثيل مقاومة القص الاسمي للمسامير كدالة  $f_{uta}$  بدلاً من  $f_{ya}$  لأن الغالبية العظمى من مواد المسمار لا تظهر نقطة خضوع ملحوظة. تطور المسامير الملحومة مقاومة الحديد للقص أعلى من المسامير الرأسية بسبب الثبات التي يوفرها اللحام بين المسامير وصفيحة القاعدة. استخدام المعادلة (17.7.1.2) (أ) و (17.7.1.2) (ب) مع معاملات الحمل 5.3 والمعاملات 17.5.3 of ينتج عنها المقاومة التصميمية تتوافق مع AISC 360. الحد  $1.9f_{ya}$  على  $f_{uta}$  هو ضمان حالات تحميل الخدمة ، لا يتجاوز إجهاد المسمار  $f_{ya}$ . تم تحديد الحد  $f_{uta}$  من  $1.9f_{ya}$  من خلال تحويل أحكام LRFD إلى حالات مستوى الخدمة المقابلة ، كما هو موضح في R17.6.1.2. بالنسبة للمسامير لاحقة التثبيت والتي تحتوي على مساحة مخفضة للمقطع العرضي في أي مكان على طول المسمار ، يجب أن يتم توفير المساحة الفعالة للمقطع العرضي للمسمار من قبل الشركة المصنعة. للقضبان الملولبة والمسامير ذات الرأس ، يحدد ASME B1.1 ،  $A_{se,v}$  ،

$$A_{se,v} = \frac{\pi}{4} \left( d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2$$

where  $n_t$  is the number of threads per mm.

حيث  $n_t$  هو عدد الخيوط لكل مم.

**17.7.2 Concrete breakout strength of anchors in shear,  $V_{cb}$**   
**17.7.2.1** Nominal concrete breakout strength in shear,  $V_{cb}$  of a single anchor or  $V_{cbg}$  of an anchor group satisfying 17.5.1.3.1, shall be calculated in accordance with (a) through (d):

**17.7.2 مقاومة اختراق المسامير للخرسانة في القص ،  $V_{cb}$**   
**17.7.2.1** تحسب مقاومة الاختراق الاسمية للخرسانة في القص ،  $V_{cb}$  لمسمار فردي أو  $V_{cbg}$  لمجموعة المسامير تستوفي 17.5.1.3.1 ، وفقاً لـ (أ) حتى (د):

(a) For shear perpendicular to the edge on a single anchor

$$V_{cb} = \frac{A_{fc}}{A_{fco}} \psi_{ec,v} \psi_{c,v} \psi_{h,v} V_b \quad (17.7.2.1a)$$

(b) For shear perpendicular to the edge on an anchor group

$$V_{cbg} = \frac{A_{fc}}{A_{fco}} \psi_{ec,v} \psi_{c,v} \psi_{h,v} V_b \quad (17.7.2.1b)$$

(c) For shear parallel to an edge,  $V_{cb}$  or  $V_{cbg}$  shall be permitted to be twice the value of the shear calculated by Eq. (17.7.2.1a) or (17.7.2.1b), respectively, with the shear assumed to act perpendicular to the edge and  $\psi_{ec,v}$  taken equal to 1.0.

(d) For anchors located at a corner, the limiting nominal concrete breakout strength shall be calculated for each edge, and the lesser value shall be used.

(ج) بالنسبة للقص الموازي للحافة ، يُسمح لـ  $V_{cb}$  أو  $V_{cbg}$  أن يكون ضعف قيمة القص المحسوبة بواسطة المعادلة 17.7.2.1 (أ) أو (ب)، على التوالي ، مع افتراض أن القص يعمل بشكل متعامد على الحافة و  $\psi_{ec,v}$  مأخوذ من 1.0. (د) بالنسبة للمسامير الموجودة في زاوية ، تحسب مقاومة الاختراق الاسمية للخرسانة المحددة لكل حافة ، وتستخدم القيمة الأقل.

where  $\psi_{ec,v}$ ,  $\psi_{c,v}$ ,  $\psi_{h,v}$  and  $\psi_{h,v}$  are given in 17.7.2.3, 17.7.2.4, 17.7.2.5, and 17.7.2.6, respectively.

حيث  $\psi_{ec,v}$ ,  $\psi_{c,v}$ ,  $\psi_{h,v}$  and  $\psi_{h,v}$  معطاة في 17.7.2.3 و 17.7.2.4 و 17.7.2.5 و 17.7.2.6 على التوالي.

**17.7.2.1.1**  $A_{fc}$  is the projected area of the failure surface on the side of the concrete member at its edge for a single anchor or an anchor group. It shall be permitted to evaluate  $A_{fc}$  as the base of a truncated half-pyramid projected on the side face of the member where the top of the half-pyramid is given by the axis of the anchor row selected as critical. The value of  $c_{a1}$  shall be taken as the distance from the edge to this axis.  $A_{fc}$  shall not exceed  $nA_{fco}$ , where  $n$  is the number of anchors in the group.

**17.7.2.1.1**  $A_{fc}$  هي المساحة المسقطية لسطح الانهيار على جانب العنصر الخرساني عند حافته لمسمار فردي أو مجموعة مسامير. يُسمح بتقييم  $A_{fc}$  كقاعدة لهرم نصف القطع المكافئ على الوجه الجانبي للعنصر حيث يتم إعطاء نصف الجزء العلوي من الهرم مسقط بواسطة محور صف المسامير المحدد باعتباره حرجاً. تؤخذ قيمة  $c_{a1}$  كمسافة من الحافة إلى هذا المحور. يجب ألا يتجاوز  $A_{fc}$   $nA_{fco}$  ، حيث  $n$  هو عدد المسامير في المجموعة.

**R17.7.2 Concrete breakout strength of anchors in shear,  $V_{cb}$**   
**R17.7.2.1** The shear strength equations were developed from the CCD Method (refer to R17.5.1.3). They assume a breakout angle of approximately 35 degrees (refer to Fig. R17.5.1.3b) and consider fracture mechanics theory. The effects of multiple anchors, spacing of anchors, edge distance, and thickness of the concrete member on nominal concrete breakout strength in shear are included by applying the reduction factor of  $A_{fc}/A_{fco}$  in Eq. (17.7.2.1a) and (17.7.2.1b), and  $\psi_{ec,v}$  in Eq. (17.7.2.1b). For anchors far from the edge, 17.7.2 usually will not govern. For these cases, 17.7.1 and 17.7.3 often govern. Figure R17.7.2.1a shows  $A_{fco}$  and the development of Eq. (17.7.2.1.3).  $A_{fco}$  is the maximum projected area for a single anchor that approximates the surface area of the full breakout volume for an anchor unaffected by edge distance, spacing, or depth of member. Figure R17.7.2.1b shows examples of the projected areas for various single-anchor and multiple anchor arrangements.  $A_{fc}$  approximates the full surface area of the breakout for the particular arrangement of anchors. Because  $A_{fc}$  is the total projected area for an anchor group, and  $A_{fco}$  is the area for a single anchor, there is no need to include the number of anchors in the equation. As shown in the examples in Fig. R17.7.2.1b of two-anchor groups loaded in shear, when using Eq. (17.7.2.1b) for cases where the anchor spacing  $s$  is greater than the edge distance to the near-edge anchor  $c_{a1}$ , both assumptions for load distribution illustrated in Cases 1 and 2 should be considered. This is because the anchors nearest to the free edge could fail first or the entire group could fail as a unit with the failure surface originating from the anchors farthest from the edge. For Case 1, the steel shear strength is provided by both anchors. For Case 2, the steel shear strength is provided entirely by the anchor farthest from the edge; no contribution of the anchor near the edge is considered. In addition, checking the near-edge anchor for concrete breakout under service loads is advisable to preclude undesirable cracking at service conditions. If the anchor spacing  $s$  is less than the edge distance to the near-edge anchor, the failure surfaces may merge (Eligehausen et al. 2006b) and Case 3 of Fig. R17.7.2.1b may be taken as a conservative approach.

If the anchors are welded to a common plate (regardless of anchor spacing  $s$ ), when the anchor nearest the front edge begins to form a breakout failure, shear is transferred to the stiffer and stronger rear anchor. For this reason, only Case 2 need be considered, which is consistent with Section 6.5.5 of the *PCI Design Handbook (PCI MNL 120)*. For determination of steel shear strength, it is conservative to consider only the anchor farthest from the edge. However, for anchors having a ratio of  $s/c_{a1}$  less than 0.6, both the front and rear anchors may be assumed to resist the shear (Anderson and Meinheit 2007). For ratios of  $s/c_{a1}$  greater than 1, it is advisable to check concrete breakout of the near-edge anchor to preclude undesirable cracking at service conditions. Further discussion of design for multiple anchors is given in Primavera et al. (1997). For anchors near a corner required to resist a shear force with components normal to each edge, a satisfactory solution is to check the connection independently for each component of the shear force.



Other specialized cases, such as the shear resistance of anchor groups where all anchors do not have the same edge distance, are treated in Eligehausen et al. (2006a). The detailed provisions of 17.7.2.1(a) apply to the case of shear directed toward an edge. If the shear is directed away from the edge, the strength will usually be governed by 17.7.1 or 17.7.3. The case of shear parallel to an edge is shown in Fig. R17.7.2.1c. The maximum shear that can be applied parallel to the edge,  $V_{||}$ , as governed by concrete breakout, is twice the maximum shear that can be applied perpendicular to the edge,  $V_{\perp}$ . For a single anchor required to resist shear near a corner (refer to Fig. R17.7.2.1d), the provisions for shear applied perpendicular to the edge should be checked in addition to the provisions for shear applied parallel to the edge.

**R17.7.2 مقاومة اختراق المسامير للخرسانة في القص ،  $V_{cb}$**   
**R17.7.2.1** تم تطوير معادلات مقاومة القص من طريقة CCD راجع (R17.5.1.3) تفترض أن زاوية الاختراق تقارب 35 درجة (راجع الشكل R17.5.1.3b) والنظر في نظرية ميكانيكا التكسير. يتم ادخال تأثيرات المسامير المتعددة ، والتباعد بين المسامير ، ومسافة الحافة ، وسمك عنصر الخرسانة على مقاومة اختراق الخرسانة الاسمية في القص من خلال تطبيق معامل التخفيض  $\lambda$  في المعادلة (17.7.2.1) و  $AV_c / AV_{co}$  في المعادلة (17.7.2.1) و  $V_{ec}$  في المعادلة (17.7.2.1 ب). بالنسبة للمسامير البعيدة عن الحافة ، لن يتم التحكم في 17.7.2. بالنسبة لهذه الحالات ، غالباً ما تحكم 17.7.1 و 17.7.3. يوضح الشكل R17.7.2.1a  $AV_{co}$  وتطور المعادلة. (R17.7.2.1.3  $AV_{co}$  هي أقصى مساحة متوقعة لسمار فردي تقارب مساحة سطح حجم الاختراق الكامل لسمار غير متأثر بمسافة الحافة أو التباعد أو عمق العنصر. يوضح الشكل R17.7.2.1b أمثلة للمساحات المسقطة لمختلف الترتيبات ذات المسامير الفردية والمتعددة. يقوم  $AV_c$  بتقريب مساحة السطح الكامل للاختراق بالنسبة لترتيب معين للمسامير. نظراً لأن  $AV_c$  هي المساحة الإجمالية المسقطة لمجموعة المسامير ، و  $AV_{co}$  هي مساحة سمار فردي ، فلا حاجة لادخال عدد المسامير في المعادلة. كما هو موضح في الأمثلة في الشكل R17.7.2.1b من مجموعات المسامير التي تم تحميلها في القص ، عند استخدام المعادلة (17.7.2.1 ب) للحالات التي تكون فيها تباعد المسامير  $s$  أكبر من مسافة الحافة إلى السمار القريب من الحافة  $ca1$  ، يجب مراعاة كلا الافتراضين لتوزيع الحمل الموضح في الحالتين 1 و 2. هذا لأن المسامير الأقرب إلى الحافة الحرة يمكن أن تنهار في البداية أو قد تنهار المجموعة بأكملها كوحدة ذات سطح انهيار ينشأ من المسامير الأبعد عن الحافة. بالنسبة للحالة 1 ، يتم توفير مقاومة الحديد للقص بواسطة كلا المسامير. بالنسبة للحالة 2 ، يتم توفير مقاومة الحديد للقص بالكامل بواسطة السمار الأبعد عن الحافة ؛ لا تعتبر مساهمة السمار بالقرب من الحافة. بالإضافة إلى ذلك ، يُنصح بفحص السمار القريب من اختراق الخرسانة تحت أحمال الخدمة لمنع التشقق الغير مرغوب فيه في حالات الخدمة. إذا كانت تباعد المسامير  $s$  أقل من مسافة الحافة إلى السمار القريب من الحافة ، فقد يتم دمج أسطح الانهيار (Eligehausen et al. 2006b) والحالة 3 من الشكل R17.7.2.1b كمنهج متحفظ. يمكن استخدام الشكل R17.7.2.1b كمنهج متحفظ إذا تم لحام السمار على صفيحة مشتركة (بغض النظر عن تباعد المسامير) ، عندما يبدأ السمار الأقرب من الحافة الأمامية في تشكيل انهيار في الاختراق ، يتم نقل القص إلى الجزء الصلب الخلفي للمسامير. لهذا السبب ، يجب مراعاة الحالة 2 فقط ، وهو ما يتوافق مع القسم 6.5.5 من دليل تصميم PCI (PCI MNL 120). لتحديد مقاومة الحديد للقص ، من التحفظ النظر فقط في السمار الأبعد عن الحافة. ومع ذلك ، بالنسبة للمسامير التي تقل فيها نسبة  $s / ca1$  ، يمكن افتراض أن كل من المسامير الأمامية والخلفية تقاوم القص (Anderson and Meinheit 2007). لنسب  $s / ca1$  أكبر من 1 ، من المستحسن التحقق من الاختراق الخرساني للمسامير القريب من الحافة لمنع التشقق الغير مرغوب فيه في حالات الخدمة. تم تقديم المزيد من المناقشة حول تصميم المسامير المتعددة في Primavera et al. (1997). بالنسبة للمسامير القريبة من الزاوية المطلوبة لمقاومة قوة القص بمكونات طبيعية لكل حافة ، فإن الحل المرضي هو التحقق من الاتصال بشكل مستقل لكل مكون من مكونات قوة القص.



يتم التعامل مع الحالات المتخصصة الأخرى ، مثل مقاومة القص لمجموعات المسامير حيث لا تحتوي جميع المسامير على نفس مسافة الحافة ، في حالة القص الموجه نحو الحافة. إذا تم توجيه القص بعيداً عن الحافة ، فستحكم المقاومة عادةً 17.7.1 أو 17.7.3. يظهر شكل القص الموازي للحافة في الشكل R17.7.2.1c أقصى قص الذي يمكن تطبيقه بالتوازي مع الحافة ،  $V \parallel$  ، كما يحكمه اختراق الخرسانة ، هو ضعف الحد الأقصى للقص الذي يمكن تطبيقه عمودياً على الحافة ،  $V \perp$  بالنسبة للمسامير الفردية المطلوبة لمقاومة القص بالقرب من الزاوية (راجع الشكل R17.7.2.1d) ، يجب التحقق من أحكام القص المطبقة بشكل عمودي على الحافة بالإضافة إلى أحكام القص المطبقة بالتوازي مع الحافة

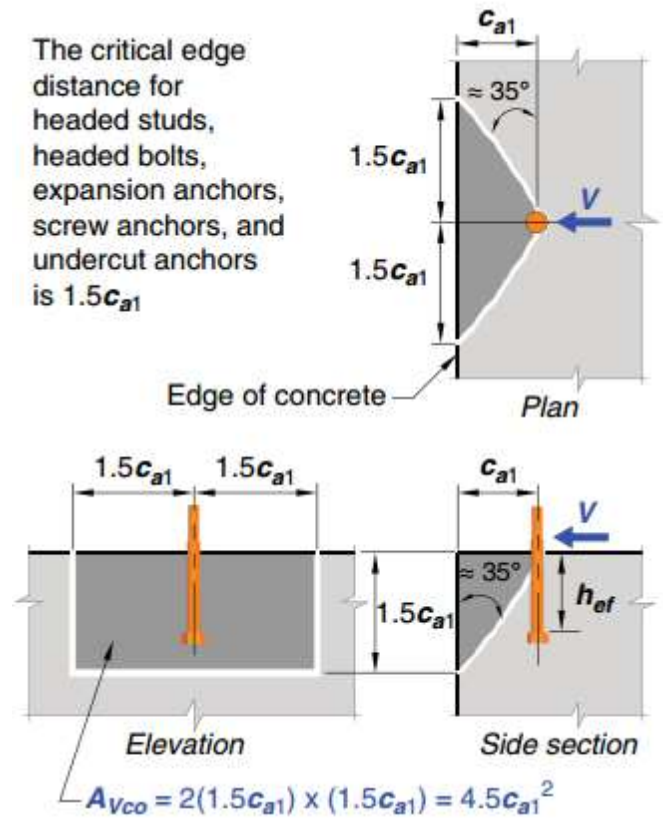
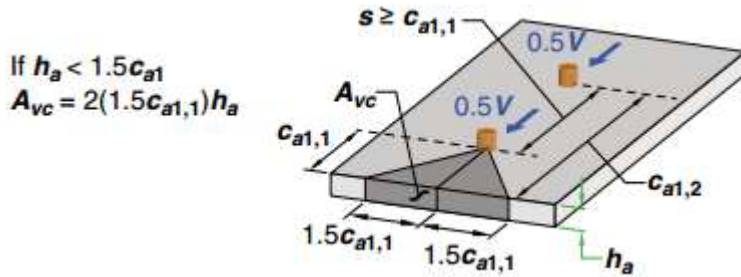
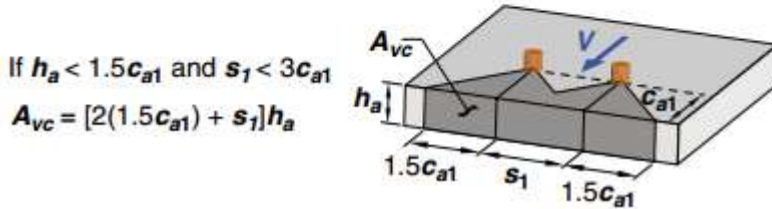
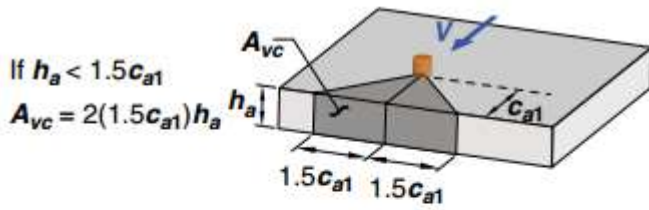
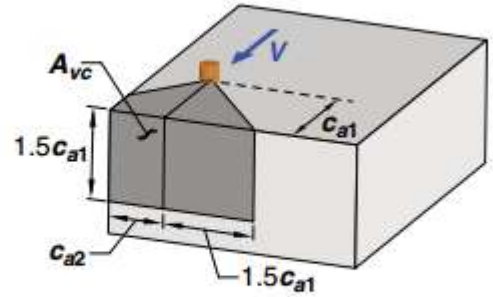


Fig. R17.7.2.1a—Calculation of  $A_{Vco}$ .

الشكل R17.7.2.1a حساب  $A_{Vco}$

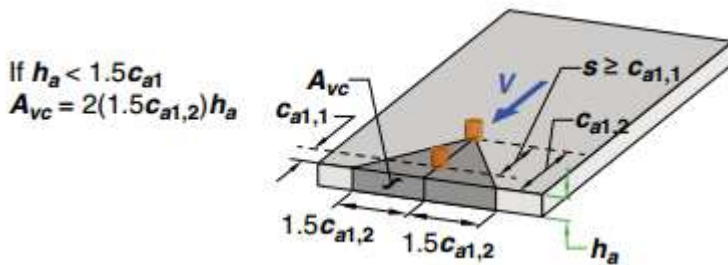


If  $c_{a2} < 1.5c_{a1}$   
 $A_{vc} = 1.5c_{a1}(1.5c_{a1} + c_{a2})$



**Case 1:** One assumption of the distribution of forces indicates that half of the shear force would be critical on the front anchor and the projected area. For the calculation of concrete breakout,  $c_{a1}$  is taken as  $ca1,1$ .

الحالة 1: يشير افتراض واحد لتوزيع القوى إلى أن نصف قوة القص ستكون حرجة على المسامير الأمامية والمساحة المتوقعة. لحساب اختراق الخرسانة ، يتم أخذ  $ca1$  مثل  $ca1,1$ .

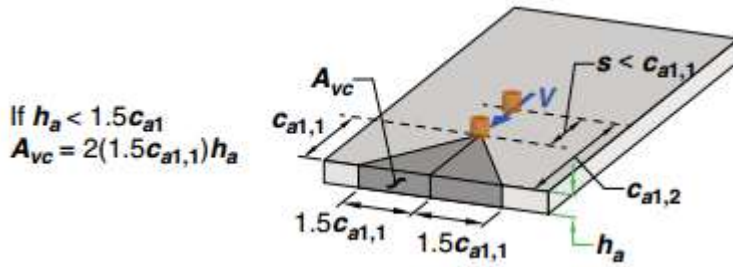


**Case 2:** Another assumption of the distribution of forces indicates that the total shear force would be critical on the rear anchor and its projected area. Only this assumption needs to be considered when anchors are welded to a common plate independent of  $s$ . For the calculation of concrete breakout,  $c_{a1}$  is taken as  $ca1,2$ .

الحالة 2: افتراض آخر لتوزيع القوى يشير إلى أن قوة القص الإجمالية ستكون حرجة على المسامير الخلفية والمساحة المتوقعة لها. يحتاج هذا الافتراض فقط إلى الاعتبار عندما يتم لحام المسامير إلى صفيحة مشتركة مستقلة عن  $s$ . لحساب اختراق الخرسانة ، يتم أخذ  $ca1$  مثل  $ca1,2$ .

**Note:** For  $s \geq c_{a1,1}$ , both Case 1 and Case 2 should be evaluated to determine which controls for design except as noted for anchors welded to a common plate

ملاحظة: بالنسبة إلى  $s \geq c_{a1,1}$  ، يجب تقييم كل من الحالة 1 والحالة 2 لتحديد عناصر التحكم في التصميم باستثناء ما هو مذكور في المسامير الملحومة بصفيحة مشتركة



**Case 3:** Where  $s < c_{a1,1}$ , apply the entire shear load  $V$  to the front anchor. This case does not apply for anchors welded to a common plate. For the calculation of concrete breakout,  $c_{a1}$  is taken as  $c_{a1,1}$ .

الحالة 3: في حالة  $s < c_{a1,1}$  ، قم بتطبيق حمل القص  $V$  بالكامل على المسامير الأمامية. لا تنطبق هذه الحالة على المسامير الملحومة على صفيحة مشتركة. لحساب اختراق الخرسانة ، يتم أخذ  $c_{a1}$  مثل  $c_{a1,1}$ .

**Fig. R17.7.2.1b**—Calculation of  $A_{vc}$  for single anchors and anchor groups.

الشكل R17.7.2.1b- حساب  $A_{vc}$  للمسامير الفردية ومجموعات المسامير.

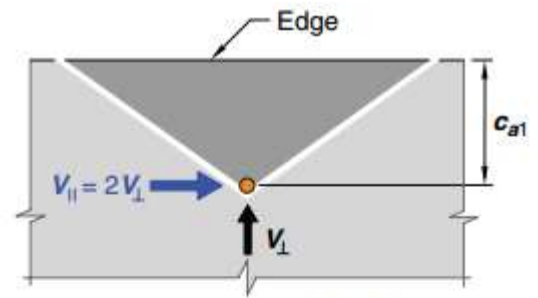


Fig. R17.7.2.1c—Shear force parallel to an edge.

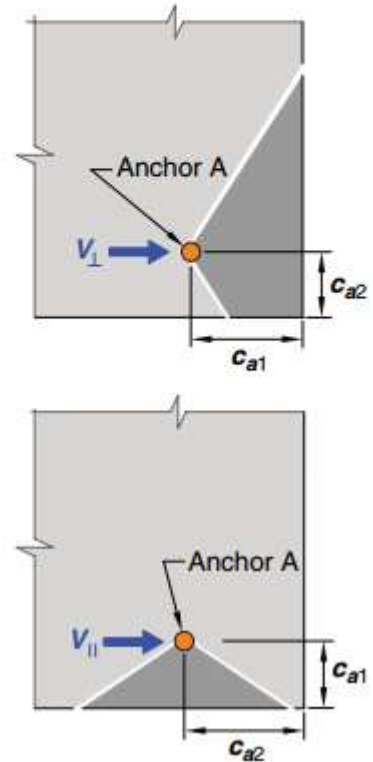


Fig. R17.7.2.1d—Shear near a corner.

الشكل R17.7.2.1 د- القص بالقرب من الزاوية.

## CODE

### الكود

**17.7.2.1.2** If anchors are located in narrow sections of limited thickness such that both edge distances  $c_{a2}$  and thickness  $h_a$  are less than  $1.5c_{a1}$ , the value of  $c_{a1}$  used to calculate  $A_{vc}$  in accordance with 17.7.2.1.1 as well as for the equations in 17.7.2.1 through 17.7.2.6 shall not exceed the greatest of (a) through (c).

- (a)  $c_{a2}/1.5$ , where  $c_{a2}$  is the greatest edge distance
- (b)  $h_a/1.5$
- (c)  $s/3$ , where  $s$  is the maximum spacing perpendicular to direction of shear, between anchors within a group.

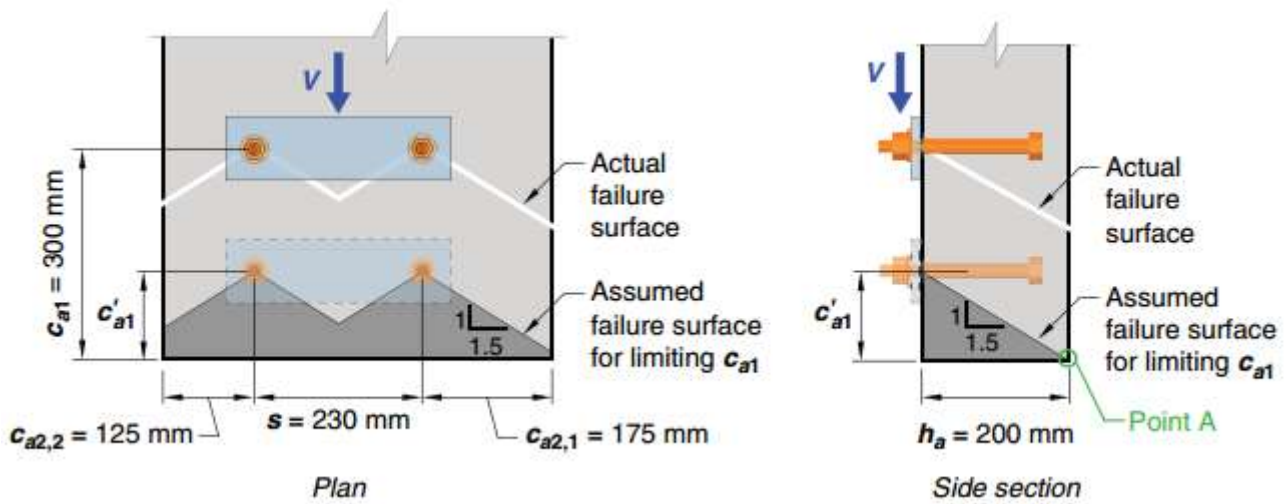
**17.7.2.1.2** إذا كانت المسامير موجودة في مقاطع ضيقة ذات سمك محدود بحيث تكون مسافات الحافة  $c_{a2}$  وسمكها أقل من  $1.5c_{a1}$  ، فإن قيمة  $c_{a1}$  المستخدمة لحساب  $A_{vc}$  وفقاً لـ 17.7.2.1.1 وكذلك يجب ألا تتجاوز المعادلات في 17.7.2.1 حتى 17.7.2.6 أعظم (أ) حتى (ج).  
(أ)  $c_{a2} / 1.5$  ، حيث  $c_{a2}$  هي أكبر مسافة حافة  
(ب)  $h_a / 1.5$   
(ج)  $s / 3$  ، حيث  $s$  هي أقصى تباعد عمودي على اتجاه القص ، بين المسامير داخل المجموعة

## COMMENTARY

### التعليق

**R17.7.2.1.2** For anchors located in narrow sections of limited thickness where the edge distances perpendicular to the direction of load and the member thickness are less than  $1.5c_{a1}$ , the shear breakout strength calculated by the CCD Method (refer to R17.5.1.3) is overly conservative. These cases were studied for the Kappa Method (Eligehausen and Fuchs 1988), and the problem was pointed out by Lutz (1995). Similar to the approach used for concrete breakout strength in tension in 17.6.2.1.2, the concrete breakout strength in shear for this case is more accurately evaluated if the value of  $c_{a1}$  used in 17.7.2.1 through 17.7.2.6 and in the calculation of  $A_{vc}$  is limited to the maximum of two-thirds of the greater of the two edge distances perpendicular to the direction of shear, two-thirds of the member thickness, and one-third of the maximum spacing between individual anchors within the group, measured perpendicular to the direction of shear. The limit on  $c_{a1}$  of at least one-third of the maximum spacing between anchors within the group prevents the use of a calculated strength based on individual breakout volumes for an anchor group configuration. This approach is illustrated in Fig. R17.7.2.1.2. In this example, the limiting value of  $c_{a1}$  is denoted as  $c'_{a1}$  and is used to calculate  $A_{vc}$ ,  $A_{vc0}$ ,  $\psi_{ed,v}$ , and  $\psi_{h,v}$  as well as  $V_b$  (not shown). The requirement of 17.7.2.1.2 may be visualized by moving the actual concrete breakout surface originating at the actual  $c_{a1}$  toward the surface of the concrete in the direction of the applied shear. The value of  $c_{a1}$  used to calculate  $A_{vc}$  and to be used in 17.7.2.1 through 17.7.2.6 is determined when (a) an outer boundary of the failure surface first intersects the concrete surface; or (b) the intersection of the breakout surface between individual anchors within the group first intersects the concrete surface. For the example shown in Fig. R17.7.2.1.2, point "A" shows the intersection of the assumed failure surface for limiting  $c_{a1}$  with the concrete surface.

**R17.7.2.1.2** بالنسبة للمسامير الموجودة في مقاطع ضيقة ذات سمك محدود حيث تكون مسافات الحافة متعامدة مع اتجاه الحمل وسمك العنصر أقل من  $1.5c_{a1}$  ، يتم حساب مقاومة اختراق القص بواسطة طريقة CCD راجع (R17.5.1.3) متحفظة بشكل زائد. تمت دراسة هذه الحالات لطريقة كبا (Eligehausen and Fuchs 1988)، وأشار لوتز (1995) إلى المشكلة. على نفس النهج المستخدم لمقاومة اختراق الخرسانة في الشد في 17.6.2.1.2 ، يتم تقييم مقاومة اختراق الخرسانة في القص لهذه الحالة بشكل أكثر دقة إذا كانت قيمة  $c_{a1}$  المستخدمة في 17.7.2.1 حتى 17.7.2.6 وفي حساب يقتصر  $A_{vc}$  على الحد الأقصى للثلاثين من أكبر مسافتين من الحواف عمودياً على اتجاه القص ، وثلثي سمك العنصر ، وثلث المسافة القصوى بين المسامير الفردية داخل المجموعة ، مقياساً عمودياً على الاتجاه القص. الحد على  $c_{a1}$  لثلث الحد الأدنى على الأقل من المسافات بين المسامير داخل المجموعة يمنع استخدام المقاومة المحسوبة بناءً على أحجام الاختراق الفردية لمجموعة تكوين المسامير. تم توضيح هذا النهج في الشكل R17.7.2.1.2. في هذا المثال ، يُشار إلى القيمة المقيدة لـ  $c_{a1}$  على أنها  $c'_{a1}$  وتستخدم لحساب  $A_{vc}$ ،  $A_{vc0}$ ،  $\psi_{ed,v}$ ،  $\psi_{h,v}$  (غير موضحة). يمكن تصور متطلبات 17.7.2.1.2 عن طريق تحريك سطح الاختراق الفعلي للخرسانة الناشئة عند  $c_{a1}$  الفعلية نحو سطح الخرسانة في اتجاه القص المطبق. يتم تحديد قيمة  $c_{a1}$  المستخدمة لحساب  $A_{vc}$  والتي سيتم استخدامها في 17.7.2.1 حتى 17.7.2.6 عندما (أ) تتقاطع حدود خارجية لسطح الانهيار مع سطح الخرسانة ؛ أو (ب) تقاطع سطح الاختراق بين المسامير الفردية داخل أول مجموعة تتقاطع مع سطح الخرسانة. بالنسبة للمثال الموضح في الشكل R17.7.2.1.2 ، توضح النقطة "A" تقاطع سطح الانهيار المفترض للحد من  $c_{a1}$  مع سطح الخرسانة.



- 1- The actual  $ca1 = 300$  mm
- 2- The two edge distances  $ca2$  as well as  $ha$  are all less than  $1.5ca1$ .
- 3- The limiting value of  $ca1$  (shown as  $c'a1$  in the figure) to be used to calculate  $AVc$  and to be used in 17.7.2.1 through 17.7.2.6 is the largest of the following:  
 $(ca2,max)/1.5 = 175 \text{ mm} / 1.5 = 117 \text{ mm}$   
 $(ha)/1.5 = 200 \text{ mm} / 1.5 = 133 \text{ mm}$  (controls)  
 $s/3 = 230 \text{ mm} / 3 = 77 \text{ mm}$
- 4- For this case,  $AVc$ ,  $AVco$ ,  $\psi_{ed,V}$ , and  $\psi_{h,V}$  are:  
 $AVc = (125 \text{ mm} + 230 \text{ mm} + 175 \text{ mm})(1.5 \times 133 \text{ mm}) = 105,735 \text{ mm}^2$   
 $AVco = 4.5(133 \text{ mm})^2 = 79,600 \text{ mm}^2$   
 $\psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3(125 \text{ mm})/(133 \text{ mm}) = 0.98$   
 $\psi_{h,V} = 1.0$  because  $ca1 = (ha)/1.5$ . Point A shows the intersection of the assumed failure surface with the concrete surface that establishes the limiting value of  $ca1$ .

- 1- الفعلية  $ca1 = 300$  مم
- 2- مسافتنا الحافتين  $ca2$  وكذلك  $ha$  أقل من  $1.5ca1$
- 3- القيمة الحدية لـ  $ca1$  كما هو موضح في  $c'a1$  في الشكل) التي سيتم استخدامها لحساب  $AVc$  والتي سيتم استخدامها في 17.7.2.1 حتى 17.7.2.6 هي أكبر ما يلي  $(ca2)$ : ، الحد الأقصى)  $117 = 1.5 / 175$  ملم /  $1.5$  ملم  $133 = 1.5 / 200$  ملم  $77 = 3 / 230$  ملم /  $3$  =
- 4- بالنسبة لهذه الحالة ، فإن  $AVc$ ،  $AVco$ ،  $\psi_{ed,V}$  و  $\psi_{h,V}$  هي:  
 $AVc = (125 + 230 + 175) \text{ مم} (1.5 \times 133 \text{ مم}) = 105735 \text{ مم}^2$   
 $AVco = 4.5 (133 \text{ مم})^2 = 79600 \text{ مم}^2$   
 $\psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3 (125 / 133) = 0.98$   
 $\psi_{h,V} = 1.0$  لأن  $ca1 = (ha) / 1.5$ . توضيح النقطة A تقاطع سطح الانهيار المفترض مع السطح الخرساني الذي يحدد القيمة الحدية لـ  $ca1$ .

Fig. R17.7.2.1.2—Example of shear where anchors are located in narrow members of limited thickness.

الشكل - R17.7.2.1.2 مثال على القص حيث توجد المسامير في العناصر الضيقة ذات السمك المحدود.



**17.7.2.1.3**  $A_{vco}$  is the projected area for a single anchor in a deep member with a distance from edges of at least  $1.5c_{a1}$  in the direction perpendicular to the shear. It shall be permitted to calculate  $A_{vco}$  by Eq. (17.7.2.1.3), which gives the area of the base of a half-pyramid with a side length parallel to the edge of  $3c_{a1}$  and a depth of  $1.5c_{a1}$ .

**17.7.2.1.3**  $A_{vco}$  هي المساحة المتوقعة لمسمار فردي في عنصر عميق بمسافة من حواف لا تقل عن  $1.5c_{a1}$  في الاتجاه العمودي على القص. يسمح بحساب  $A_{vco}$  بواسطة المعادلة (17.7.2.1.3)، والذي يعطي مساحة قاعدة نصف هرم بطول جانبي مواز لحافة  $3c_{a1}$  وعمق  $1.5c_{a1}$ .

$$A_{vco} = 4.5(c_{a1})^2 \quad (17.7.2.1.3)$$

**17.7.2.1.4** If anchors are located at varying distances from the edge and the anchors are welded to the attachment so as to distribute the force to all anchors, it shall be permitted to evaluate the strength based on the distance to the farthest row of anchors from the edge. In this case, it shall be permitted to base the value of  $c_{a1}$  on the distance from the edge to the axis of the farthest anchor row that is selected as critical, and all of the shear shall be assumed to be resisted by this critical anchor row alone.

**17.7.2.1.4** إذا كانت المسامير تقع على مسافات متفاوتة من الحافة وتم لحام المسامير بالملحق لتوزيع القوة على جميع المسامير، يُسمح بتقييم المقاومة بناءً على المسافة إلى أبعد صف للمسامير من الحافة. في هذه الحالة، يُسمح بإسناد قيمة  $c_{a1}$  على المسافة من الحافة إلى المحور لأبعد صف من المسامير يتم اختياره على أنه حرج، ويفترض أن يقاوم كل القص بواسطة هذا المسمار الحرج وحده.

#### 17.7.2.2 Basic single anchor breakout strength, $V_b$

**17.7.2.2.1** Basic concrete breakout strength of a single anchor in shear in cracked concrete,  $V_b$ , shall not exceed the lesser of (a) and (b):

**17.7.2.2** مقاومة الاختراق الأساسية لمسمار فردي،  $V_b$   
**17.7.2.2.1** يجب ألا تتجاوز مقاومة الاختراق الأساسية للخرسانة لمسمار فردي في القص في الخرسانة المتشققة،  $V_b$ ، أقل من (أ) و (ب):

$$(a) V_b = \left( 0.6 \left( \frac{\ell_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \right) \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad (17.7.2.2.1a)$$

where  $\ell_e$  is the load-bearing length of the anchor for shear:

$\ell_e = h_{ef}$  for anchors with a constant stiffness over the full length of embedded section, such as headed studs and postinstalled anchors with one tubular shell over full length of the embedment depth;

$\ell_e = 2d_a$  for torque-controlled expansion anchors with a distance sleeve separated from expansion sleeve;  $\ell_e \leq 8d_a$  in all cases.

حيث  $\ell_e$  هو طول المسمار الحامل للقص  $e = h_{ef}$ : للمسامير الجاسنة الثابتة على كامل طول المقطع المغمور، مثل المسامير ذات الراس والمسامير لاحقة التثبيت مع غلاف أنبوبي واحد بطول كامل لعق الغرز؛  $\ell_e = 2d_a$  للمسامير التوسعة التي يتم التحكم فيها بعزم الدوران مع كم مسافة منفصل عن مسافة جلبة منفصلة؛  $\ell_e \leq 8d_a$  في جميع الحالات.

$$(b) V_b = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad (17.7.2.2.1b)$$

#### R17.7.2.2 Basic single anchor breakout strength, $V_b$

**R17.7.2.2.1** Like the concrete breakout tensile strength, the concrete breakout shear strength does not increase with the failure surface, which is proportional to  $(c_{a1})^2$ . Instead, the strength increases proportionally to  $(c_{a1})^{1.5}$  due to the size effect. The constant, 7, in the shear strength equation (17.7.2.2.1a) was determined from test data reported in Fuchs et al. (1995) at the 5 percent fractile adjusted for cracking. The strength is also influenced by the anchor stiffness and the anchor diameter (Fuchs et al. 1995; Eligehausen and Balogh 1995; Eligehausen et al. 1987, 2006b; Eligehausen and Fuchs 1988). The influence of anchor stiffness and diameter is not apparent in large-diameter anchors (Lee et al. 2010), resulting in a limitation on the shear breakout strength provided by Eq. (17.7.2.2.1b).

#### R17.7.2.2 مقاومة الاختراق الأساسية لمسمار فردي، $V_b$

**R17.7.2.2.1** مثل مقاومة اختراق الشد للخرسانة، فإن مقاومة اختراق القص للخرسانة لا تزداد مع سطح الانهيار، والذي يتناسب مع  $2(c_{a1})$  بدلاً من ذلك، تزداد المقاومة بشكل متناسب مع  $1.5(c_{a1})$  بسبب الحجم effect. تم تحديد الثابت، 7، في معادلة مقاومة القص (17.7.2.2.1a) من بيانات الاختبار التي تم الإبلاغ عنها في Fuchs et al. (1995) في 5 في المئة كسور معدلة للتشقق. تتأثر المقاومة أيضًا بجساءة وقطر المسمار (Fuchs et al. 1995; Eligehausen and Balogh 1995; Eligehausen et al. 1987, 2006b; Eligehausen and Fuchs 1988). لا يظهر تأثير جساءة وقطر المسمار في المسامير ذات القطر الكبير (Lee et al. 2010)، مما يؤدي إلى تحديد مقاومة اختراق القص التي توفرها المعادلة (17.7.2.2.1b).

**17.7.2.2.2** For cast-in headed studs, headed bolts, or hooked bolts that are continuously welded to steel attachments, basic concrete breakout strength of a single anchor in shear in cracked concrete,  $V_b$ , shall be the lesser of Eq. (17.7.2.2.1b) and Eq. (17.7.2.2.2) provided that (a) through (d) are satisfied.

**17.7.2.2.2** بالنسبة للمسامير ذات الرأس المصبوب أو المسامير الملولبة أو المسامير ذات عكفة التي يتم لحامها باستمرار بالمرفقات المعدنية ، تكون مقاومة الاختراق الأساسية للخرسانة لمسمار فردي في القص في الخرسانة المتشققة ،  $V_b$  ، أقل من المعادلة (17.7.2.2.1 ب) ومعادلة (17.7.2.2.2) بشرط أن تكون (أ) حتى (د) مستوفية.

$$V_b = \left( 0.66 \left( \frac{\ell_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \right) \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{al})^{1.5} \quad (17.7.2.2.2)$$

where  $\ell_e$  is defined in 17.7.2.2.1.

حيث  $\ell_e$  محددة في 17.7.2.2.1.

- (a) Steel attachment thickness is the greater of  $0.5d_a$  and 10 mm.
- (b) Anchor spacing  $s$  is at least 65 mm.
- (c) Reinforcement is provided at the corners if  $ca2 \leq 1.5h_{ef}$
- (d) For anchor groups, the strength is calculated based on the strength of the row of anchors farthest from the edge.

- (أ) سمك المرفق المعدني أكبر من  $0.5d_a$  و 10 mm.
- (ب) تباعد  $s$  المسامير على الأقل 65 مم.
- (ج) يتم توفير التسليح في الزوايا إذا  $ca2 \leq 1.5h_{ef}$
- (د) بالنسبة لمجموعات المسامير ، يتم حساب المقاومة بناءً على مقاومة صف المسامير الأبعد عن الحافة.

### 17.7.2.3 Breakout eccentricity factor, $\psi_{ec,v}$

**17.7.2.3.1** Modification factor for anchor groups loaded eccentrically in shear,  $\psi_{ec,v}$ , shall be calculated by Eq. (17.7.2.3.1).

**17.7.2.3** معامل اللامركزية للاختراق ،  $\psi_{ec,v}$   
**17.7.2.3.1** يُحسب معامل التعديل لمجموعات المسامير المحملة بشكل غير مركزي في القص  $\psi_{ec,v}$  بواسطة المعادلة (17.7.2.3.1).

$$\psi_{ec,v} = \frac{1}{\left( 1 + \frac{e'_v}{1.5c_{al}} \right)} \leq 1.0 \quad (17.7.2.3.1)$$

**17.7.2.3.2** If the loading on an anchor group is such that only some of the anchors in the group are in shear, only those anchors that are in shear in the same direction shall be considered for determining the eccentricity  $e'_v$  in Eq. (17.7.2.3.1) and for the calculation of  $V_{chg}$  according to Eq. (17.7.2.1b).

**17.7.2.3.2** إذا كان التحميل على مجموعة المسامير بحيث أن بعض المسامير في المجموعة فقط هي التي يتم فيها القص ، فسيتم النظر فقط في تلك المسامير التي يتم فيها القص في نفس الاتجاه لتحديد اللامركزية  $e'_v$  في المعادلة (17.7.2.3.1) ولحساب  $V_{chg}$  حسب المعادلة (17.7.2.1 ب).

**R17.7.2.2.2** For cast-in headed bolts continuously welded to an attachment, test data (Shaikh and Yi 1985) show that somewhat higher shear strength exists, possibly due to the stiff welded connection clamping the bolt more effectively than an attachment with an anchor gap. Because of this, the basic shear breakout strength for such anchors is increased, but the upper limit of Eq. (17.7.2.2.1b) is imposed because tests on large-diameter anchors welded to steel attachments are not available to justify a higher value than Eq. (17.7.2.2.1b). The design of supplementary reinforcement is discussed in fb (2011), Eligehausen et al. (1987, 2006b), and Eligehausen and Fuchs (1988).

**R17.7.2.2.2** بالنسبة للمسامير برأس مصبوب ملحومة بشكل مستمر بمرفق ، تظهر بيانات الاختبار (شيخ وي 1985) وجود مقاومة قص أعلى إلى حد ما ، ربما بسبب اتصال ملحوم صلب يثبت المسمار بشكل أكثر فعالية من المرفق مع تاج المسمار. وبسبب هذا ، يتم زيادة مقاومة اختراق القص الأساسية لمثل هذه المسامير ، ولكن الحد الأعلى للمعادلة. يتم فرض (17.7.2.2.1 ب) لأن الاختبارات على المسامير ذات القطر الكبير الملحومة بالمرفقات المعدنية غير متاحة لتبرير قيمة أعلى من المعادلة (17.7.2.2.1 ب). تمت مناقشة تصميم التسليح الإضافي في (fb 2011 ، Eligehausen et al. (1987 ، 2006 ب) ، وإليغهاوزن وفوش (1988).

### R17.7.2.3 Breakout eccentricity factor, $\psi_{ec,v}$

**R17.7.2.3.1** This section provides a modification factor for an eccentric shear toward an edge on an anchor group. If the shear originates above the plane of the concrete surface, the shear should first be resolved as a shear in the plane of the concrete surface, acting in combination with a moment that may or may not also cause tension in the anchors, depending on the normal force. Figure R17.7.2.3.1 defines the term  $e'_v$  for calculating the  $\psi_{ec,v}$  modification factor that accounts for the fact that more shear is applied to one anchor than others, tending to split the concrete near an edge.

**R17.7.2.3** معامل اللامركزية للاختراق ،  $\psi_{ec,v}$   
**R17.7.2.3.1** يوفر هذا القسم معامل التعديل للقص اللامركزي باتجاه حافة على مجموعة المسامير. إذا كان القص ينشأ فوق مستوى السطح الخرسانتي ، فيجب حل القص أولاً كقص في مستوى السطح الخرسانتي ، يعمل مع عزم قد تسبب أو لا تسبب أيضاً شداً في المسامير ، اعتماداً على قوى طبيعية. يحدد الشكل R17.7.2.3.1 المصطلح  $e'_v$  لحساب عامل التعديل  $\psi_{ec,v}$  الذي يفسر حقيقة أنه يتم تطبيق المزيد من القص على مسمار فردي أكثر من غيرها ، يميل إلى انقسام الخرسانة بالقرب من الحافة.

**17.7.2.4 Breakout edge effect factor,  $\psi_{ed,v}$**

**17.7.2.4.1** Modification factor for edge effects for single anchors or anchor groups loaded in shear,  $\psi_{ed,v}$ , shall be determined by (a) or (b) using the lesser value of  $c_{a2}$ .

**17.7.2.4** معامل تأثير الحافة للاختراق ،  $\psi_{ed,v}$  ، يتم تحديد معامل التعديل لتأثيرات الحواف للمسامير الفردية أو مجموعات المسامير المحملة في القص ،  $\psi_{ed,v}$  ، بواسطة (أ) أو (ب) باستخدام القيمة الأقل من  $c_{a2}$ .

(a) If  $c_{a2} \geq 1.5c_{a1}$ , then  $\psi_{ed,v} = 1.0$  (17.7.2.4.1a)

(b) If  $c_{a2} < 1.5c_{a1}$ , then  $\psi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}}$  (17.7.2.4.1b)

**17.7.2.5 Breakout cracking factor,  $\psi_{c,v}$**

**17.7.2.5.1** Modification factor for the influence of cracking in anchor regions at service load levels and presence or absence of supplementary reinforcement,  $\psi_{c,v}$ , shall be determined as follows:

(a) For anchors located in a region of a concrete member where analysis indicates no cracking at service load levels,  $\psi_{c,v}$  shall be permitted to be 1.4.

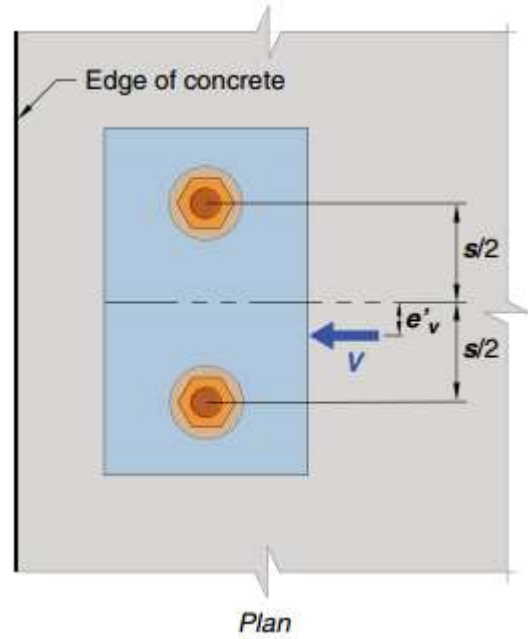
(b) For anchors located in a region of a concrete member where analysis indicates cracking at service load levels,  $\psi_{c,v}$  shall be in accordance with Table 17.7.2.5.1.

**17.7.2.5** معامل التشقق للاختراق ،  $\psi_{c,v}$  ، يتم تحديد معامل التعديل لتأثير التشقق في مناطق المسامير عند مستويات حمولة الخدمة ووجود أو عدم وجود التسليح الإضافي ،  $\psi_{c,v}$  ، على النحو التالي: (أ) بالنسبة للمسامير الموجودة في منطقة عنصر خرساني حيث يشير التحليل إلى عدم وجود تشقق في مستويات حمل الخدمة ،  $\psi_{c,v}$  ، يجب أن يكون 1.4. (ب) بالنسبة للمسامير الموجودة في منطقة عنصر خرساني حيث يشير التحليل إلى وجود تشقق عند مستويات حمل الخدمة  $\psi_{c,v}$  يجب أن يكون وفقاً للجدول 17.7.2.5.1.

**Table 17.7.2.5.1—Modification factor where analysis indicates cracking at service load levels,  $\psi_{c,v}$**

**الجدول 17.7.2.5.1 - معامل التعديل حيث يشير التحليل إلى التشقق عند مستويات حمل الخدمة ،  $\psi_{c,v}$**

Condition	$\psi_{c,v}$
Anchors without supplementary reinforcement or with edge reinforcement smaller than a No. 13 bar	1.0
Anchors with reinforcement of at least a No. 13 bar or greater between the anchor and the edge	1.2
Anchors with reinforcement of at least a No. 13 bar or greater between the anchor and the edge, and with the reinforcement enclosed within stirrups spaced at not more than 100 mm	1.4



**Fig. R17.7.2.3.1—Definition of  $e'v$  for an anchor group.**

**الشكل - R17.7.2.3.1. تحديد  $e'v$  لمجموعة المسامير.**

## CODE

### الكود

#### 17.7.2.6 Breakout thickness factor, $\psi_{h,v}$

17.7.2.6.1 Modification factor for anchors located in a concrete member where  $h_a < 1.5c_{a1}$ ,  $\psi_{h,v}$  shall be calculated by Eq. (17.7.2.6.1)

#### معامل السمك للاختراق، $\psi_{h,v}$

17.7.2.6.1 معامل التعديل للمسامير الموجودة في عنصر خرساني حيث يتم حساب  $\psi_{h,v}$  بواسطة المعادلة (17.7.2.6.1)

$$\psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \geq 1.0 \quad (17.7.2.6.1)$$

#### 17.7.3 Concrete pryout strength of anchors in shear, $V_{cp}$ or $V_{cpg}$

17.7.3 مقاومة البري للمسامير في الخرسانة في القص أو  $V_{cp}$  أو  $V_{cpg}$

17.7.3.1 Nominal pryout strength,  $V_{cp}$  of a single anchor or  $V_{cpg}$  of an anchor group satisfying 17.5.1.3.1, shall not exceed (a) or (b), respectively.

(a) For a single anchor

17.7.3.1 يجب ألا تتجاوز مقاومة البري الاسمية،  $V_{cp}$  لمسمار فردي أو  $V_{cpg}$  لمجموعة المسامير تستوفي 17.5.1.3.1، (أ) أو (ب)، على التوالي. (أ) لمسمار فردي

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cp} \quad (17.7.3.1a)$$

(b) For an anchor group

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cpg} \quad (17.7.3.1b)$$

Where

$$k_{cp} = 1.0 \text{ for } h_{ef} < 65 \text{ mm}$$

$$k_{cp} = 2.0 \text{ for } h_{ef} \geq 65 \text{ mm}$$

17.7.3.1.1 For cast-in anchors and post-installed expansion, screw, and undercut anchors,  $N_{cp}$  shall be taken as  $N_{cb}$  calculated by Eq. (17.6.2.1a), and for adhesive anchors,  $N_{cp}$  shall be the lesser of  $N_a$  calculated by Eq. (17.6.5.1a) and  $N_{cb}$  calculated by Eq. (17.6.2.1a).

17.7.3.1.1 بالنسبة للمسامير المصبوبة والمسامير لاحقة التثبيت الموسعة والحلزونية والارتدادية، تؤخذ  $N_{cp}$  على أنها  $N_{cb}$  محسوبة بواسطة المعادلة (17.6.2.1a)، وبالنسبة للمسامير اللاصقة، تكون  $N_{cp}$  أقل من  $N_a$  محسوبة بواسطة المعادلة (17.6.5.1a) أو  $N_{cb}$  محسوبة بواسطة المعادلة (17.6.2.1a).

17.7.3.1.2 For cast-in anchors and post-installed expansion, screw, and undercut anchors,  $N_{cpg}$  shall be taken as  $N_{cbg}$  calculated by Eq. (17.6.2.1b), and for adhesive anchors,  $N_{cpg}$  shall be the lesser of  $N_{ag}$  calculated by Eq. (17.6.5.1b) and  $N_{cbg}$  calculated by Eq. (17.6.2.1b).

17.7.3.1.2 بالنسبة للمسامير المصبوبة والمسامير لاحقة التثبيت الموسعة والحلزونية والارتدادية، يتم أخذ  $N_{cpg}$  على أنه  $N_{cbg}$  محسوباً بواسطة المعادلة (17.6.2.1b)، وبالنسبة للمسامير اللاصقة، يكون  $N_{cpg}$  أقل من  $N_{ag}$  محسوباً بواسطة المعادلة (17.6.5.1b) أو  $N_{cbg}$  محسوباً بواسطة المعادلة (17.6.2.1b).

## COMMENTARY

### التعليق

#### R17.7.2.6 Breakout thickness factor, $\psi_{h,v}$

R17.7.2.6.1 For anchors located in a concrete member where  $h_a < 1.5c_{a1}$ , tests (fb 2011; Eligehausen et al. 2006b) have shown that the concrete breakout strength in shear is not directly proportional to the member thickness  $h_a$ . The factor  $\psi_{h,v}$  accounts for this effect.

#### معامل السمك للاختراق، $\psi_{h,v}$

R17.7.2.6.1 بالنسبة للمسامير الموجودة في عنصر خرساني حيث  $h_a < 1.5c_{a1}$ ، أظهرت الاختبارات (fb 2011؛ Eligehausen et al. 2006b) أن مقاومة اختراق الخرسانة في القص لا تتناسب بشكل مباشر مع سمك العنصر  $h_a$ . المعامل  $\psi_{h,v}$  يفسر هذا التأثير.

#### R17.7.3 Concrete pryout strength of anchors in shear, $V_{cp}$ or $V_{cpg}$

R17.7.3 مقاومة البري للمسامير في الخرسانة في القص أو  $V_{cp}$  أو  $V_{cpg}$

R17.7.3.1 Fuchs et al. (1995) indicates that the pryout shear resistance can be approximated as one to two times the anchor tensile resistance with the lower value appropriate for  $h_{ef}$  less than 65 mm. Because it is possible that the bond strength of adhesive anchors could be less than the concrete breakout strength, it is necessary to consider both 17.6.2.1 and 17.6.5.1 to calculate pryout strength.

R17.7.3.1 Fuchs وآخرون. يشير (1995) إلى أنه يمكن تقريب مقاومة البري للقص من مرة إلى مرتين مقاومة الشد للمسمار مع القيمة الأقل المناسبة لـ  $h_{ef}$  أقل من 65 مم. نظرًا لأنه من الممكن أن تكون مقاومة الترابط للمسامير اللاصقة أقل من مقاومة اختراق الخرسانة، فمن الضروري النظر في كل من 17.6.2.1 و 17.6.5.1 لحساب مقاومة البري.



### 17.8—Tension and shear interaction

**17.8.1** Unless tension and shear interaction effects are considered in accordance with 17.5.2.3, anchors or anchor groups that resist both tension and shear shall satisfy 17.8.2 and 17.8.3. The values of  $\phi N_n$  and  $\phi V_n$  shall be in accordance with 17.5.2 or 17.10.

#### 17.8 - تفاعل الشد والقص

**17.8.1** ما لم يتم النظر في تأثيرات تفاعل الشد والقص وفقاً لـ 17.5.2.3 ، يجب أن تستوفي المسامير أو مجموعات المسامير التي تقاوم كل من الشد والقص 17.8.2 و 17.8.3. يجب أن تكون قيم  $\phi N_n$  و  $\phi V_n$  متوافقة مع 17.5.2 أو 17.10.

**17.8.2** It shall be permitted to neglect the interaction between tension and shear if (a) or (b) is satisfied.

**17.8.2** يسمح إهمال التفاعل بين الشد والقص إذا تم تحقيق (أ) أو (ب).

$$(a) N_{ua}/(\phi N_n) \leq 0.2$$

$$(17.8.2a)$$

$$(b) V_{ua}/(\phi V_n) \leq 0.2$$

$$(17.8.2b)$$

**17.8.3** If  $N_{ua}/(\phi N_n) > 0.2$  for the governing strength in tension and  $V_{ua}/(\phi V_n) > 0.2$  for the governing strength in shear, then Eq. (17.8.3) shall be satisfied.

**17.8.3** إذا كان  $N_{ua}/(\phi N_n) > 0.2$  لمقاومة التحكم في الشد و  $V_{ua}/(\phi V_n) > 0.2$  لمقاومة التحكم في القص ، ثم المعادلة (17.8.3) تكون مستوفيه.

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2 \quad (17.8.3)$$

### R17.8—Tension and shear interaction

The tension-shear interaction expression has traditionally been expressed as

#### 17.8 - تفاعل الشد والقص

تم التعبير عن تعبير تفاعل الشد-القص بشكل تقليدي

$$\left( \frac{N_{ua}}{N_n} \right)^\zeta + \left( \frac{V_{ua}}{V_n} \right)^\zeta \leq 1.0$$

where  $\zeta$  varies from 1 to 2. The current trilinear recommendation is a simplification of the expression where  $\zeta = 5/3$  (Fig. R17.8). The limits were chosen to eliminate the requirement for calculation of interaction effects where very small values of the second force are present. Any other interaction expression that is verified by test data, however, can be used to satisfy 17.5.2.3.

حيث تختلف  $\zeta$  من 1 إلى 2. التوصية الحالية ثلاثية الخطوط هي تبسيط التعبير (حيث  $\zeta = 5/3$  الشكل R17.8). تم اختيار الحدود لإزالة متطلب حساب تأثيرات التفاعل حيث توجد قيم صغيرة جداً للقوة الثانية. ومع ذلك ، يمكن استخدام أي تعبير تفاعل آخر تم التحقق منه بواسطة بيانات الاختبار لتلبية 17.5.2.3.

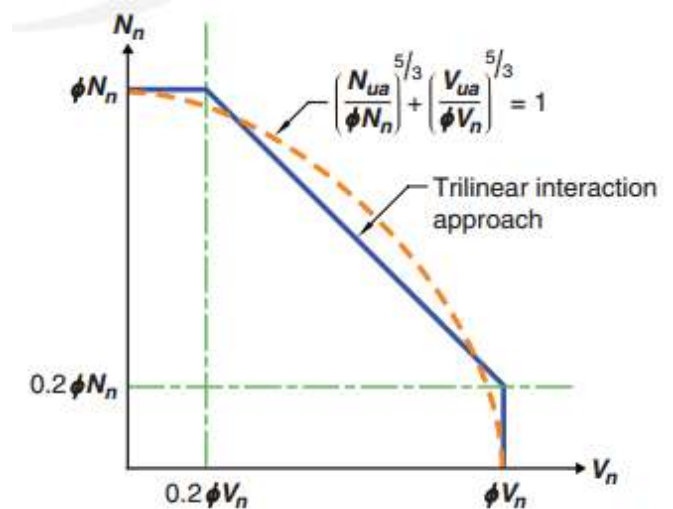


Fig. R17.8—Shear and tensile load interaction equation.

الشكل - R17.8 معادلة تفاعل حمل القص والشد.

**17.9—Edge distances, spacings, and thicknesses to preclude splitting failure**

— **17.9** مسافات الحواف ، التباعد ، والسماكات لمنع انهيار الانقسام

**17.9.1** Minimum spacings and edge distances for anchors and minimum thicknesses of members shall conform to this section, unless supplementary reinforcement is provided to control splitting. Lesser values from product-specific tests performed in accordance with **ACI 355.2** or **ACI 355.4M** shall be permitted.

**17.9.1** يجب أن يكون الحد الأدنى للمباعدة ومسافات الحواف للمسامير وائل سمك للعناصر مطابقاً لهذا القسم ، ما لم يتم توفير تسليح إضافي للتحكم في الانقسام. يُسمح بالقيم الأقل من اختبارات مواصفات المنتج التي يتم إجراؤها وفقاً لـ **ACI 355.2** أو **ACI 355.4M**.

**17.9.2** Unless determined in accordance with 17.9.3, minimum spacing parameters shall conform to Table 17.9.2(a).

**17.9.2** ما لم يتم تحديده وفقاً لـ 17.9.3 ، يجب أن تتوافق الحد الأدنى من متغيرات التباعد مع الجدول 17.9.2 (أ).

**R17.9—Edge distances, spacings, and thicknesses to preclude splitting failure**

- **R17.9** مسافات الحواف ، التباعد ، والسماكات لمنع انهيار الانقسام

**R17.9.1** Minimum spacings, edge distances, and thicknesses are dependent on the anchor characteristics. Installation forces and torques in post-installed anchors can cause splitting of the surrounding concrete. Such splitting also can be produced in subsequent torquing during connection of attachments to anchors including cast-in anchors. The primary source of values for minimum spacings, edge distances, and thicknesses of post-installed anchors should be the productspecific tests of **ACI 355.2** and **ACI 355.4M**. In some cases, however, specific products are not known in the design stage. Approximate values are provided for use in design.

**R17.9.1** يعتمد أقل تباعد ومسافات الحواف والسماكات على خصائص المسامير. يمكن أن تتسبب قوى التثبيت وعزم الدوران في المسامير لاحقة التثبيت في انقسام الخرسانة المحيطة. يمكن أيضاً إنتاج هذا الانقسام في الدوران اللاحق أثناء توصيل المرفقات بالمسامير بما في ذلك المسامير المصبوبة. يجب أن يكون المصدر الأساسي أقل قيم للتباعد، ومسافات الحواف ، وسماكات المسامير لاحقة التثبيت هو اختبارات المنتجات المحددة لـ **ACI 355.2** و **ACI 355.4M**. ومع ذلك ، في بعض الحالات ، لا تُعرف المنتجات المحددة في مرحلة التصميم. يتم توفير القيم التقريبية للاستخدام في التصميم.

**R17.9.2** Edge cover for anchors with deep embedments can have a significant effect on the side face blowout strength provided in 17.6.4. It is therefore advantageous to increase edge cover beyond that required in **20.5.1.3** to increase sideface blowout strength. Drilling holes for post-installed anchors can cause microcracking. The requirement for edge distance to be at least twice the maximum aggregate size is to reduce effects of such microcracking.

**R17.9.2** يمكن أن يكون لغطاء الحواف للمسامير ذات الغرز العميق تأثير كبير على مقاومة انفجار الوجه الجانبي المتوفر في 17.6.4. لذلك ، من المفيد زيادة غطاء الحافة إلى ما هو أبعد من المطلوب في **20.5.1.3** لزيادة مقاومة الانفجار للوجه الجانبي. يمكن أن تسبب ثقوب الحفر للمسامير لاحقة التثبيت التشقق الدقيق. متطلب أن تكون مسافة الحافة ضعف أقصى حجم للركام على الأقل هو تقليل التأثيرات لهذا التشقق الدقيق.



Table 17.9.2(a)—Minimum spacing and edge distance requirements

الجدول 17.9.2 (أ) - متطلبات أقل تباعد ومسافة الحافة

Spacing parameter	Anchor type			
	Cast-in anchors		Post-installed expansion and undercut anchors	Post-installed screw anchors
	Not torqued	Torqued		
Minimum anchor spacing	$4d_a$	$6d_a$	$6d_a$	Greater of $0.6h_{ef}$ and $6d_a$
Minimum edge distance	Specified cover requirements for reinforcement according to 20.5.1.3	$6d_a$	Greatest of (a), (b), and (c): (a) Specified cover requirements for reinforcement according to 20.5.1.3 (b) Twice the maximum aggregate size (c) Minimum edge distance requirements according to ACI 355.2 or 355.4M, or Table 17.9.2(b) when product information is absent	

Table 17.9.2(b)—Minimum edge distance in absence of product-specific ACI 355.2 or ACI 355.4M test information

الجدول 17.9.2 (ب) - الحد الأدنى لمسافة الحافة في غياب معلومات اختبار المنتج ACI 355.2 أو ACI 355.4M

Post-installed anchor type	Minimum edge distance
Torque-controlled	$8d_a$
Displacement-controlled	$10d_a$
Screw	$6d_a$
Undercut	$6d_a$
Adhesive	$6d_a$

**17.9.3** For anchors where installation does not produce a splitting force and that will not be torqued, if the edge distance or spacing is less than those given in 17.9.2, calculations shall be performed by substituting for  $d_a$  a lesser value  $d_a'$  that meets the requirements of 17.9.2. Calculated forces applied to the anchor shall be limited to the values corresponding to an anchor having a diameter of  $d_a'$ .

**17.9.3** بالنسبة للمسامير التي لا ينتج فيها التثبيت قوة الانقسام ولن يتكون عزم الدوران، إذا كانت مسافة الحافة أو أقل تباعد من تلك المعطاة في 17.9.2، يتم إجراء الحسابات عن طريق استبدال  $d_a$  بقيمة أقل  $d_a'$  التي يلبي متطلبات 17.9.2. يجب أن تقتصر القوى المحسوبة المطبقة على المسامير على القيم المقابلة للمسامير التي يبلغ قطرها  $d_a'$ .

**R17.9.3** In some cases, it may be desirable to use a larger diameter anchor than the requirements of 17.9.2 permit. In these cases, it is permissible to use a larger-diameter anchor, provided the design strength of the anchor is based on a smaller assumed anchor diameter  $d_a'$ .

**R17.9.3** في بعض الحالات، قد يكون من المستحسن استخدام مسامير ذات قطر أكبر من المتطلبات المسموح بها في 17.9.2. في هذه الحالات، يسمح استخدام مسامير ذات قطر أكبر، بشرط أن تكون المقاومة التصميمية للمسامير على أساس أقل قطر مفترض للمسامير  $d_a'$ .

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

**17.9.4** Value of  $h_{ef}$  for a post-installed expansion, screw, or undercut post-installed anchor shall not exceed the greater of 2/3 of the member thickness,  $h_a$ , and the member thickness minus 100 mm, unless determined from tests in accordance with **ACI 355.2**.

**17.9.4** يجب ألا تتجاوز قيمة  $h_{ef}$  لمسامير التوسعة والارتدادية والحلزونية لاحقة التثبيت أكبر من 3/2 من سماكة العنصر ،  $h_a$  ، وسماك العنصر ناقص 100 مم ، ما لم يتم تحديده من الاختبارات في وفقاً لمعيار **ACI 355.2**

**R17.9.4** Splitting failures are caused by load transfer between the bolt and the concrete. The limitations on the value of  $h_{ef}$  do not apply to cast-in and adhesive anchors because the splitting forces associated with these anchor types are less than for expansion, screw, and undercut anchors. For all post-installed anchors, the embedment depth for a given member thickness should be limited to avoid backface blowout on the opposite side of the concrete member during hole drilling and anchor setting. This depth limit is dependent on many variables, including anchor type, drilling method, drilling technique, type and size of drilling equipment, presence of reinforcement, and strength and condition of the concrete.

**R17.9.4** انهيار الانقسام ناجم عن نقل الحمل بين المسمار والخرسانة. لا تنطبق القيود على قيمة  $h_{ef}$  على المسامير المصبوبة واللصقة لأن قوى الانقسام المرتبطة بأنواع المسامير هذه أقل من تلك الخاصة بمسامير التوسعة والحلزونية والارتدادية. بالنسبة لجميع المسامير لاحقة التثبيت ، يجب أن يكون عمق الغرز لسماك عنصر معين محدوداً لتجنب انفجار السطح الخلفي على الجانب المقابل للعنصر الخرساني أثناء حفر الثقوب وإعداد المسمار. يعتمد حد العمق هذا على العديد من المتغيرات ، بما في ذلك نوع المسمار وطريقة الحفر وتقنية الحفر ونوع وحجم معدات الحفر ووجود التسليح ومقاومة وحالة الخرسانة.

**17.9.5** Critical edge distance  $c_{ac}$  shall be in accordance with Table 17.9.5 unless determined from tension tests in accordance with **ACI 355.2** or **ACI 355.4M**.

**17.9.5** يجب أن تكون مسافة الحافة الحرجة  $c_{ac}$  متوافقة مع الجدول **17.9.5** ما لم يتم تحديدها من اختبارات الشد طبقاً للمواصفة **ACI 355.2** أو **ACI 355.4M**.

**R17.9.5** The critical edge distance  $c_{ac}$  is required for design of post-installed anchors for use in uncracked concrete where no supplemental reinforcement is available to restrain splitting cracks. To permit the design of these types of anchors if product-specific information is not available, conservative default values for  $c_{ac}$  are provided. Alternately, productspecific values of  $c_{ac}$  may be determined in accordance with **ACI 355.2** or **ACI 355.4M**. Corner-test requirements in the aforementioned qualification standards may not be satisfied with  $c_{a,min} = 1.5h_{ef}$  for many expansion, screw, undercut, and adhesive anchors due to tensile and flexural stresses associated with anchor installation and loading, which may result in a premature splitting failure.

Table 17.9.5—Critical edge distance

الجدول 17.9.5 - مسافة الحافة الحرجة

Post-installed anchor type	Critical edge distance $c_{ac}$
Torque-controlled	$4h_{ef}$
Displacement-controlled	$4h_{ef}$
Screw	$4h_{ef}$
Undercut	$2.5h_{ef}$
Adhesive	$2h_{ef}$

**R17.9.5** يتطلب مسافة الحافة الحرجة  $c_{ac}$  لتصميم المسامير لاحقة التثبيت لاستخدامها في الخرسانة الغير متشققة حيث لا يتوفر تسليح إضافي لتقييد تشققات الانقسام. للسماح بتصميم هذه الأنواع من المسامير إذا لم تكن معلومات مواصفات المنتج متاحة ، يتم توفير القيم الافتراضية المحددة لـ  $c_{ac}$  . على التوالي ، يمكن تحديد القيم المحددة للمنتجات من  $c_{ac}$  وفقاً لـ **ACI 355.2** أو **ACI 355.4M**. **355.4M** قد لا يتم تلبية متطلبات اختبار الزاوية في معايير التأهيل المذكورة أعلاه مع  $c_{a,min} = 1.5h_{ef}$  للعديد من مسامير التوسعة والحلزونية والارتدادية واللصقة بسبب اتجاهات الشد والانحناء المرتبطة بتثبيت المسمار وتحميله ، والتي قد تؤدي إلى انهيار مبكر للانقسام.

## 17.10—Earthquake-resistant anchor design requirements

- 17.10 متطلبات تصميم المسمار المقاوم للزلازل

## R17.10—Earthquake-resistant anchor design requirements

- R17.10 متطلبات تصميم المسمار المقاوم للزلازل

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

**17.10.1** Anchors in structures assigned to Seismic Design Category (SDC) C, D, E, or F shall satisfy the additional requirements of this section.

**17.10.1** يجب أن تلبى المسامير في المنشآت المخصصة لفئة التصميم الزلزالي **C (SDC)** أو **D** أو **E** أو **F** المتطلبات الإضافية لهذا القسم.

**R17.10.1** Unless 17.10.5.1 or 17.10.6.1 apply, all anchors in structures assigned to Seismic Design Categories (SDC) C, D, E, or F are required to satisfy the additional requirements of 17.10.2 through 17.10.7, regardless of whether earthquake-induced forces are included in the controlling load combination for the anchor design. In addition, all post-installed anchors in structures assigned to SDC C, D, E, or F must meet the requirements of ACI 355.2 or ACI 355.4M for prequalification of anchors to resist earthquake induced forces. Ideally, for tension, anchor strength should be governed by yielding of the ductile steel element of the anchor. If the anchor cannot meet the specified ductility requirements of 17.10.5.3(a), then the attachment should be designed to yield if it is structural or light gauge steel, or designed to crush if it is wood. If ductility requirements of 17.10.5.3(a) are satisfied, then any attachments to the anchor should be designed not to yield. In designing attachments using yield mechanisms to provide adequate ductility, as permitted by 17.10.5.3(b) and 17.10.6.3(a), the ratio of specified yield strength to expected strength for the material of the attachment should be considered in determining the design force. The value used for the expected strength should consider both material overstrength and strain hardening effects. For example, the material in a connection element could yield and, due to an increase in its strength with strain hardening, cause a secondary failure of a sub-element or place extra force or deformation demands on the anchors. For a structural steel attachment, if only the specified yield strength of the steel is known, the expected strength should be taken as approximately 1.5 times the specified yield strength. If the actual yield strength of the steel is known, the expected strength should be taken as approximately 1.25 times the actual yield strength. Under earthquake conditions, the direction of shear may not be predictable. The full shear should be assumed in any direction for a safe design.

**R17.10.1** ما لم يتم تطبيق 17.10.5.1 أو 17.10.6.1 ، فإن جميع المسامير في المنشآت المخصصة لفئات التصميم الزلزالي **C (SDC)** أو **D** أو **E** أو **F** مطلوبة لتلبية المتطلبات الإضافية من 17.10.2 إلى 17.10.7 ، بغض النظر ما إذا كانت القوى التي يسببها الزلزال مدرجة في تركيبة حمل التحكم لتصميم المسامير. بالإضافة إلى ذلك ، يجب أن تستوفي جميع المسامير لاحقة التثبيت في المنشآت المخصصة لـ **C (SDC)** أو **D** أو **E** أو **F** بمتطلبات **ACI 355.2** أو **ACI 355.4M** من أجل التأهيل المسبق للمسامير لمقاومة القوى التي يسببها الزلزال. من الناحية المثالية ، بالنسبة للشد ، يجب أن تتحكم مقاومة المسمار من خلال خضوع عنصر الحديد اللين للمسمار. إذا لم تتمكن المسامير من تلبية متطلبات الليونة المحددة في 17.10.5.3 (أ) ، فيجب تصميم المرفق لليونة إذا كان الحديد انشائياً أو عيار خفيف ، أو مصمماً للتكسير إذا كان خشبياً. إذا تم استيفاء متطلبات الليونة 17.10.5.3 (أ) ، فيجب تصميم أي ملحقات للمسمار بحيث لا يخضع. عند تصميم المرفقات باستخدام آليات الخضوع لتوفير ليونة كافية ، على النحو المسموح به في 17.10.5.3 (ب) و 17.10.6.3 (أ) ، يجب مراعاة نسبة مقاومة الخضوع المحددة للمقاومة المتوقعة لمادة المرفق عند تحديد المقاومة التصميمية. يجب أن تأخذ القيمة المستخدمة للمقاومة المتوقعة في الاعتبار كل من مقاومة المواد الزائدة وتأثيرات تصلب الانفعال. على سبيل المثال ، يمكن أن تخضع المادة الموجودة في عنصر الاتصال ، وبسبب زيادة مقاومتها مع تصلب الانفعال ، تتسبب في انهيار ثانوي لعنصر فرعي أو تضع قوة إضافية أو متطلبات تشوه على المسامير للحصول على مرفق هيكلي من الحديد ، إذا فقط مقاومة الخضوع المحددة للحديد معروفة ، يجب أن تؤخذ المقاومة المتوقعة بما يقرب من 1.5 مرة من مقاومة الخضوع المحددة. إذا كانت مقاومة الخضوع الفعلية للحديد معروفة ، فيجب أن تؤخذ المقاومة المتوقعة بما يقرب من 1.25 ضعف مقاومة الخضوع الفعلية. في حالات الزلازل ، قد لا يكون اتجاه القص متوقعاً. يجب افتراض القص الكامل في أي اتجاه للحصول على تصميم آمن.

## CODE

### الكود

**17.10.2** Provisions of this chapter shall not apply to the design of anchors in plastic hinge zones of concrete structures resisting earthquake-induced forces.

**17.10.2** لا تسري أحكام هذا الفصل على تصميم المسامير في مناطق المفاصل اللدنة للمنشآت الخرسانية التي تقاوم القوى التي يسببها الزلزال.

**17.10.3** Post-installed anchors shall be qualified for earthquake-induced forces in accordance with **ACI 355.2** or **ACI 355.4M**. The pullout strength,  $N_p$ , and steel strength in shear,  $V_{sa}$ , of post-installed expansion, screw, and undercut anchors shall be based on the results of the ACI 355.2 Simulated Seismic Tests. For adhesive anchors, the steel strength in shear,  $V_{sa}$ , and the characteristic bond stresses,  $\tau_{uncr}$  and  $\tau_{cr}$ , shall be based on results of the ACI 355.4M Simulated Seismic Tests.

**17.10.3** يجب تأهيل المسامير لاحقة التثبيت للقوى التي يسببها الزلزال طبقاً للمواصفة **ACI 355.2** أو **ACI 355.4M**. يجب أن تستند مقاومة السحب،  $N_p$ ، ومقاومة الحديد في القص،  $V_{sa}$ ، للمسامير التوسعة والحلزونية والارتدادية لاحقة التثبيت، على نتائج اختبارات **ACI 355.2** المحاكاة الزلزالية. بالنسبة للمسامير اللاصقة، يجب أن تستند مقاومة الحديد في القص،  $V_{sa}$ ، واجهادات الترابط المخصصة،  $\tau_{uncr}$  و  $\tau_{cr}$ ، على نتائج اختبارات **ACI 355.4M** المحاكاة الزلزالية.

**17.10.4** Anchor reinforcement used in structures assigned to SDC C, D, E, or F shall be deformed reinforcement and shall be in accordance with the anchor reinforcement requirements of **20.2.2**.

**17.10.4** يجب أن يكون تسليح المسمار المستخدم في المنشآت المخصصة لـ **SDC C** أو **D** أو **E** أو **F** تسليحاً محلزناً ويجب أن يكون وفقاً لمتطلبات تسليح المسمار الواردة في **20.2.2**.

## COMMENTARY

### التعليق

**R17.10.2** The possible higher levels of cracking and spalling in plastic hinge zones are beyond the conditions for which the nominal concrete-governed strength values in this chapter are applicable. Plastic hinge zones are considered to extend a distance equal to twice the member depth from any column or beam face, and also include any other sections in walls, frames, and slabs where yielding of reinforcement is likely to occur as a result of lateral displacements. If anchors must be located in plastic hinge regions, they should be detailed so that the anchor forces are transferred directly to anchor reinforcement that is designed to transmit the anchor forces into the body of the member beyond the anchorage region. Configurations that rely on concrete tensile strength should not be used.

**R17.10.2** المستويات الأعلى المحتملة للتشقق والكسر في مناطق المفاصل اللدنة تتجاوز الحالات التي تنطبق عليها قيم المقاومة الاسمية المحكومة بالخرسانة في هذا الفصل. تعتبر مناطق المفاصل اللدنة لتمديد مسافة تساوي ضعف عمق العنصر من أي عمود أو وجه الكمره، وتشمل أيضاً أي مقاطع أخرى في الجدران والإطارات والبلاطات حيث من المحتمل أن يحدث خضوع للتسليح نتيجة الازاحة الجانبية. إذا كان يجب وضع المسامير في مناطق المفاصل اللدنة، فيجب تفصيلها بحيث يتم نقل قوى المسمار مباشرة إلى تسليح المسمار المصمم لنقل قوى المسمار إلى جسم العنصر خارج منطقة التثبيت. لا يجب استخدام التكوينات التي تعتمد على مقاومة الشد الخرسانية.

**R17.10.3** Anchors that are not suitable for use in cracked concrete should not be used to resist earthquake-induced forces. Qualification of post-installed anchors for use in cracked concrete is an integral part of the qualification for resisting earthquake-induced forces in **ACI 355.2** and **ACI 355.4M**. The design values obtained from the Simulated Seismic Tests of ACI 355.2 and ACI 355.4M are expected to be less than those for static load applications.

**R17.10.3** لا يجب استخدام المسامير الغير مناسبة للاستخدام في الخرسانة المتشققة لمقاومة القوى التي يسببها الزلزال. إن تأهيل المسامير لاحقة التثبيت للاستخدام في الخرسانة المتشققة هو جزء لا يتجزأ من التأهيل لمقاومة القوى التي يسببها الزلزال في **ACI 355.2** و **ACI 355.4M**. من المتوقع أن تكون القيم التصميمية التي تم الحصول عليها من اختبارات المحاكاة الزلزالية لـ **ACI 355.2** و **ACI 355.4M** أقل من تلك الخاصة بتطبيقات الحمل الثابت.

#### 17.10.5 Tensile loading design requirements

**17.10.5.1** If the tensile component of the strength-level earthquake-induced force applied to a single anchor or anchor group does not exceed 20 percent of the total factored anchor tensile force associated with the same load combination, it shall be permitted to design a single anchor or anchor group in accordance with 17.6 and the tensile strength requirements of Table 17.5.2.

#### 17.10.5 متطلبات تصميم تحميل الشد

**17.10.5.1** إذا كان مكون الشد للقوة التي يسببها الزلزال على مستوى المقاومة المطبقة على مسمار فردي أو مجموعة المسامير لا يتجاوز 20 في المائة من إجمالي قوة الشد المصعدة للمسمار المرتبطة بنفس تركيبة الحمل ، فيجب السماح بتصميم مسمار فردي أو مجموعة المسامير وفقاً لـ 17.6 ومتطلبات مقاومة الشد في الجدول 17.5.2.

**17.10.5.2** If the tensile component of the strength-level earthquake-induced force applied to anchors exceeds 20 percent of the total factored anchor tensile force associated with the same load combination, anchors and their attachments shall be designed in accordance with 17.10.5.3. The anchor design tensile strength shall be determined in accordance with 17.10.5.4.

**17.10.5.2** إذا تجاوز عنصر الشد للقوة التي يسببها الزلزال على مستوى المقاومة المطبقة على المسامير 20 في المائة من إجمالي قوة الشد المصعدة للمسمار المرتبطة بنفس تركيبة الحمل ، يجب تصميم المسامير وملحقاتها وفقاً لـ 17.10.5.3. يتم تحديد مقاومة الشد التصميمية للمسمار طبقاً لـ 17.10.5.4.

#### R17.10.5 Tensile loading design requirements

**R17.10.5.1** The requirements of 17.10.5.3 need not apply if the applied earthquake-induced tensile force is a small fraction of the total factored tensile force.

#### R17.10.5 متطلبات تصميم تحميل الشد

**R17.10.5.1** لا يجب تطبيق متطلبات 17.10.5.3 إذا كانت قوة الشد المطبقة بفعل الزلزال جزءاً صغيراً من إجمالي قوة الشد المصعدة.

**R17.10.5.2** If the ductile steel element is **ASTM A36** or **ASTM A307** steel, the  $f_u/f_y$  value is typically approximately 1.5, and the anchor can stretch considerably before rupturing at the threads. For other steels, calculations may need to be made to ensure that similar behavior can occur. Section R17.6.1.2 provides additional information on the steel properties of anchors. Use of upset threaded ends, whereby the threaded end of the anchor is enlarged to compensate for the area reduction associated with threading, can ensure that yielding occurs over the stretch length regardless of the tensile to yield strength ratio.

**R17.10.5.2** إذا كان عنصر الحديد اللين هو **ASTM A36** أو حديد **ASTM A307** ، فإن قيمة  $f_u/f_y$  تكون عادة 1.5 تقريباً ، ويمكن أن يتمدد المسامير بشكل كبير قبل التمزق في الخيوط. بالنسبة للحديد الآخر ، قد يلزم إجراء حسابات لضمان حدوث سلوك مماثل. يوفر القسم **R17.6.1.2** معلومات إضافية عن خصائص حديد المسامير. يمكن أن يؤدي استخدام نهايات الخيوط المضطربة ، حيث يتم تكبير الطرف الملولب للمسمار لتعويض انخفاض المساحة المرتبطة بالخيوط ، إلى حدوث الخضوع على طول التمدد بغض النظر عن الشد إلى نسبة مقاومة الخضوع.



**17.10.5.3** Anchors and their attachments shall satisfy (a), (b), (c), or (d). (a) For single anchors, the concrete-governed strength shall be greater than the steel strength of the anchor. For anchor groups, the ratio of the tensile load on the most highly stressed anchor to the steel strength of that anchor shall be equal to or greater than the ratio of the tensile load on anchors loaded in tension to the concrete-governed strength of those anchors. In each case:

- (i) The steel strength shall be taken as 1.2 times the nominal steel strength of the anchor.
- (ii) The concrete-governed strength shall be taken as the nominal strength considering pullout, side-face blowout, concrete breakout, and bond strength as applicable. For consideration of pullout in groups, the ratio shall be calculated for the most highly stressed anchor. In addition, the following shall be satisfied:
- (iii) Anchors shall transmit tensile loads via a ductile steel element with a stretch length of at least  $8d_a$  unless otherwise determined by analysis.
- (iv) Anchors that resist load reversals shall be protected against buckling.
- (v) If connections are threaded and the ductile steel elements are not threaded over their entire length, the ratio of  $f_{uta}/f_{ya}$  shall be at least 1.3 unless the threaded portions are upset. The upset portions shall not be included in the stretch length.
- (vi) Deformed reinforcing bars used as ductile steel elements to resist earthquake-induced forces shall be in accordance with the anchor reinforcement requirements of 20.2.2.
- (b) Anchor or anchor groups shall be designed for the maximum tension that can be transmitted to the anchor or group of anchors based on the development of a ductile yield mechanism in the attachment in tension, flexure, shear, or bearing, or a combination of those conditions, considering both material overstrength and strain-hardening effects for the attachment. The anchor design tensile strength shall be calculated in accordance with 17.10.5.4.
- (c) Anchor or anchor groups shall be designed for the maximum tension that can be transmitted to the anchors by a non-yielding attachment. The anchor design tensile strength shall be calculated in accordance with 17.10.5.4.
- (d) Anchor or anchor groups shall be designed for the maximum tension obtained from factored load combinations that include  $E$ , with  $E_h$  increased by  $\Omega_o$ . The anchor design tensile strength shall be calculated in accordance with 17.10.5.4.

**R17.10.5.3** Four options are provided for determining the required anchor or attachment strength to protect against nonductile tensile failure:

In option (a), anchor ductility requirements are imposed, and the required anchor strength is that determined using strength-level earthquake-induced forces acting on the structure. Research (Hoehler and Eligehausen 2008; Vintzileou and Eligehausen 1992) has shown that if the steel of the anchor yields before the concrete anchorage fails, no reduction in the anchor tensile strength is needed for earthquake-induced forces. Ductile steel anchors should satisfy the definition for **steel element, ductile** in Chapter 2. To facilitate comparison between steel strength, which is based on the most highly-stressed anchor, and concrete strength based on group behavior, the design is performed on the basis of the ratio of applied load to strength for the steel and concrete, respectively. For some structures, anchors provide the best locations for energy dissipation in the nonlinear range of response. The stretch length of the anchor, shown in Fig. R17.10.5.3, affects the lateral displacement capacity of the structure; therefore, that length needs to be sufficient such that the displacement associated with the design-basis earthquake can be achieved (FEMA P750). Observations from earthquakes indicate that the provision of a stretch length of  $8d_a$  results in good structural performance. If the required stretch length is calculated, the relative stiffness of the connected elements needs to be considered. When an anchor is subject to load reversals, and its yielding length outside the concrete exceeds  $6d_a$ , buckling of the anchor in compression is likely. Buckling can be restrained by placing the anchor in a tube. However, care must be taken that the tube does not share in resisting the tensile load assumed to act on the anchor. For anchor bolts that are not threaded over their length, it is important to ensure that yielding occurs over the unthreaded portion of the bolt within the stretch length before failure in the threads. This is accomplished by maintaining sufficient margin between the specified yield and tensile strengths of the bolt. It should be noted that the available stretch length may be adversely influenced by construction techniques (for example, the addition of leveling nuts to the examples illustrated in Fig. R17.10.5.3).

In option (b), the anchor is designed for the tensile force associated with the expected strength of the attachment. Care must be taken in design to consider the consequences of potential differences between the specified yield strength and the expected strength of the attachment. An example is the design of connections of intermediate precast walls where a connection not designed to yield should develop at least  $1.5S_y$ , where  $S_y$  is the nominal strength of the yielding element based on its specified yield strength (refer to 18.5.2.2). Similarly, steel design manuals require structural steel connections that are designated nonyielding and part of the seismic load path to have design strengths that exceed a multiple of the nominal strength. That multiple depends on a factor relating the likely actual to specified yield strength of the material and an additional factor exceeding unity to account for material strain hardening.

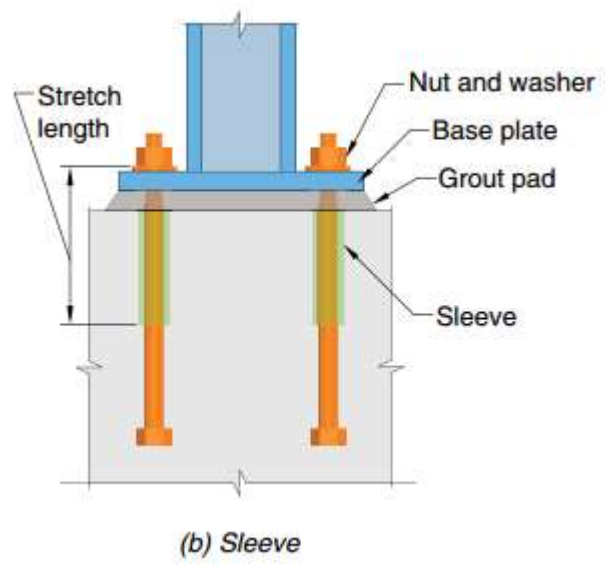
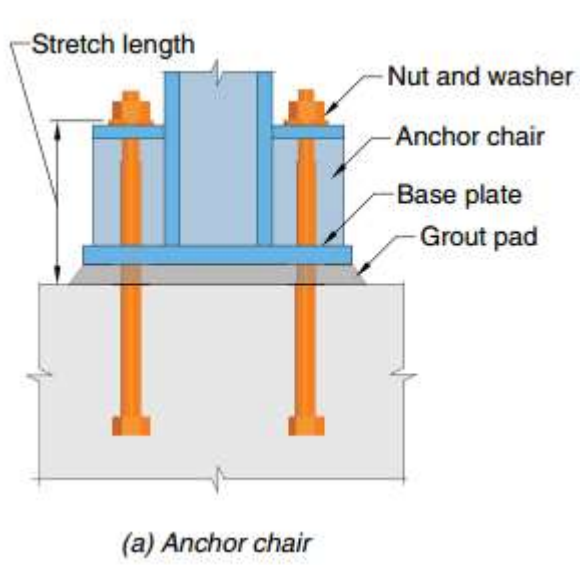


**17.10.5.3** يجب أن تستوفي المسامير وملحقاتها (أ) أو (ب) أو (ج) أو (د).  
(أ) بالنسبة للمسامير الفردية، يجب أن تكون المقاومة المحكومة بالخرسانة أكبر من مقاومة الحديد للمسمار. بالنسبة لمجموعات المسامير، يجب أن تكون نسبة حمل الشد على المسمار الأكثر إجهاداً إلى مقاومة الحديد لهذا المسمار مساوية أو أكبر من نسبة حمل الشد على المسامير المحملة في الشد إلى المقاومة التي تحكمها الخرسانة لتلك المسامير. في كل حالة: (ط) تؤخذ مقاومة الحديد **1.2** مرة من مقاومة الحديد الاسمية للمسمار. (2) تؤخذ المقاومة المحكومة بالخرسانة على أنها المقاومة الاسمية بالنظر إلى السحب، والانفجار للوجه الجانبي، واختراق الخرسانة، ومقاومة الترابط حسب الحاجة للتطبيق. للنظر في السحب في مجموعات المسامير، يتم حساب النسبة للمسمار الأكثر إجهاداً. يضاف إلى ذلك ما يلي (iii): يجب أن تقوم المسامير بنقل أحمال الشد عبر عنصر الحديد اللين بطول تمدد لا يقل عن **8 da** كما لم يتحدد التحليل بخلاف ذلك. (4) يجب حماية المسامير التي تقاوم انعكاسات الحمل من الانحناء (v). إذا كانت الوصلات مترابطة ولم تكن عناصر الحديد اللين مترابطة على طولها بالكامل، يجب أن تكون نسبة **1.3 futa / fya** على الأقل ما لم يتم اضطراب الأجزاء الملولبة. يجب ألا يتم تضمين الأجزاء المضطربة في طول التمدد. (6) يجب أن تكون أسياخ التسليح المحلزن المستخدمة كعناصر من الحديد اللين لمقاومة القوى التي يسببها الزلزال متوافقة مع متطلبات تسليح المسمار في **20.2.2**. يجب أن يصمم (ب) مجموعة المسامير أو المسمار لأقصى شد التي يمكن أن تنتقل إلى مسمار أو مجموعة من المسامير على أساس تطوير آلية الخضوع اللين في المرفق في الشد، الانحناء، القص، أو الحمل، أو مزيج من هذه الحالات، مع الأخذ في الاعتبار كل من المواد عالية المقاومة وتأثيرات صلابة الانفعال من أجل المرفق. يتم حساب مقاومة الشد التصميمية للمسمار طبقاً للمواصفة **17.10.5.4**. (ج) تصمم مجموعات المسامير أو المسمار لأقصى شد يمكن أن تنتقل إلى المسامير بواسطة مرفق ليس له خضوع. يتم حساب مقاومة الشد التصميمية للمسمار طبقاً للمواصفة **17.10.5.4**. (د) تصمم مجموعات المسامير أو المسمار لأقصى شد يتم الحصول عليها من تراكيب الحمل المصعدة التي تشمل **E**، مع زيادة **Eh** بمقدار **Ωo**. يتم حساب مقاومة الشد التصميمية للمسمار طبقاً للمواصفة **17.10.5.4**.

**17.10.5.3** يتم توفير أربعة خيارات لتحديد مقاومة المسمار أو المرفقات المطلوبة للحماية من انهيار الشد الغير مرن: في الخيار (أ)، يتم فرض متطلبات ليونة المسمار، ومقاومة المسمار المطلوبة هي التي يتم تحديدها باستخدام القوى التي يسببها الزلزال على مستوى المقاومة والتي تعمل على المنشأ. أظهرت الأبحاث (Hoehler and Eligehausen 2008)؛ (Vintzileou and Eligehausen 1992) أنه إذا كان حديد المسمار ينتج قبل انهيار المثبتات الخرسانية، فلا حاجة إلى تقليل مقاومة الشد للمسمار للقوى التي يسببها الزلزال. يجب أن تستوفي مسامير الحديد اللينة بالمحددات لعنصر الحديد اللين في الفصل 2. لتسهيل المقارنة بين مقاومة الحديد، والتي تستند إلى أكثر مسمار عالي الإجهاد، ومقاومة الخرسانة بناءً على سلوك المجموعة، يتم تنفيذ التصميم على أساس نسبة الحمل المطبق إلى مقاومة الحديد والخرسانة، على التوالي. بالنسبة لبعض المنشآت، توفر المسامير أفضل المواقع لتبديد الطاقة في نطاق الاستجابة الغير خطي. طول امتداد المسمار، كما هو موضح في الشكل **17.10.5.3 R**، يؤثر على سعة الإزاحة الجانبية للمنشأ؛ لذلك، يجب أن يكون هذا الطول كافياً بحيث يمكن تحقيق الإزاحة المرتبطة بالزلزال القائم على التصميم (**FEMA P750**) تشير الملاحظات من الزلازل إلى أن توفير طول امتداد **8 da** ينتج عنه أداء انشائي جيد. إذا تم حساب طول التمدد المطلوب، يجب مراعاة المقاومة النسبية للعناصر المتصلة. عندما يكون المسمار معرض لانعكاسات الحمل، ويتجاوز طول الخضوع خارج الخرسانة **6 da**، فمن المحتمل أن يكون انبعاج المسمار في الضغط يمكن منع الانبعاج عن طريق وضع المسمار في أنبوب. ومع ذلك، يجب الحرص على ألا يشارك الأنبوب في مقاومة حمل الشد المفترض أن يعمل على المسمار. بالنسبة للمسامير الملولبة الغير محلزنة بطولها، من المهم التأكد من أن الخضوع يحدث فوق الجزء الغير محلزن من المسمار داخل طول التمدد قبل الانهيار في الخيوط. يتم تحقيق ذلك من خلال الحفاظ على هامش كاف بين الخضوع المحدد ومقاومة الشد للمسامير. وتجدر الإشارة إلى أن طول التمدد المتاح يمكن أن يتأثر سلباً بتقنيات البناء (على سبيل المثال، إضافة صواميل التسوية إلى الأمثلة الموضحة في الشكل **17.10.5.3 R** في الخيار (ب)، تم تصميم المسمار لمقاومة الشد المرتبطة بالمقاومة المتوقعة للملحق. يجب توخي الحذر في التصميم للنظر في عواقب الفروق المحتملة بين مقاومة الخضوع المحددة والمقاومة المتوقعة للملحق. مثال على ذلك هو تصميم وصلات الجدران مسبقة الصب المتوسطة حيث يجب أن يتطور الاتصال الغير مصمم للخضوع على الأقل **1.5 Sy**، حيث يكون **Sy** هو المقاومة الاسمية لعنصر الخضوع وفقاً لمقاومة الخضوع المحددة (راجع **18.5.2.2**). وبالمثل، تتطلب كتيبات تصميم الحديد وصلات من الحديد الانشائي التي تم تعيينها على أنها غير خاضعة وجزء من مسار الحمل الزلزالي للحصول على مقاومة تصميمية تتجاوز مضاعفة المقاومة الاسمية. يعتمد هذا المضاعف على معاميل يربط المقاومة الفعلية المحتملة لمقاومة الخضوع المحددة للمادة ومعاميل إضافي يتجاوز الوحدة لمراعاة تصلب انفعال المواد.

For attachments of cold-formed steel or wood, similar principles should be used to determine the expected strength of the attachment in order to determine the required strength of the anchors. Additional guidance on the use of options (a) through (d) is provided in the 2009 edition of the NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures (**FEMA P750**). The design of anchors in accordance with option (a) should be used only if the anchor yield behavior is well defined and if the interaction of the yielding anchor with other elements in the load path has been adequately addressed. For the design of anchors in accordance with option (b), the force associated with yield of a steel attachment, such as an angle, baseplate, or web tab, should be the expected strength rather than the specified yield strength of the steel. Option (c) may apply to cases, such as the design of sill bolts where crushing of the wood limits the force that can be transferred to the bolt, or where the provisions of the American National Standards Institute/American Institute of Steel Construction (AISC) Code Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (**AISC 341**) specify design loads based on member strengths.

بالنسبة لمرفقات من الحديد المشكل على البارد أو الخشب ، يجب استخدام مبادئ مماثلة لتحديد المقاومة المتوقعة للملحق لتحديد المقاومة المطلوبة للمسامير. تتوفر إرشادات إضافية حول استخدام الخيارات (أ) حتى (د) في إصدار 2009 من أحكام الزلازل الموصى بها من NEHRP للمباني الجديدة والمنشآت الأخرى. (FEMA P750) يجب استخدام تصميم المسامير وفقاً للخيار (أ) فقط إذا تم تحديد سلوك خضوع المسمار جيداً وإذا تم معالجة تفاعل المسمار مع العناصر الأخرى في مسار التحميل بشكل مناسب. لتصميم المسامير وفقاً للخيار (ب) ، يجب أن تكون المقاومة المرتبطة بخضوع الحديد للمرفق ، مثل الزاوية أو صفيحة الأساس أو صفيحة الشفة الوسطية ، المقاومة المتوقعة بدلاً من مقاومة الخضوع المحددة للحديد. قد ينطبق الخيار (ج) على الحالات ، مثل تصميم مسامير الإطار ( الحواف الخارجية ) حيث يحد تكسير الخشب من القوة التي يمكن نقلها إلى المسمار ، أو حيث تنص أحكام المعهد الوطني الأمريكي للمعايير / المعهد الأمريكي للمنشآت المعدنية ( AISC ) تحدد أحكام كود الزلازل لمباني الحديد الإنشائية ( AISC 341 ) الاحمال التصميمية بناءً على مقاومة العنصر.



*Fig. R17.10.5.3—Illustrations of stretch length.*

الشكل - R.10.10.5.3. الرسوم التوضيحية لطول التمدد.

**17.10.5.4** The anchor design tensile strength shall be calculated from (a) through (e) for the failure modes given in Table 17.5.2 assuming the concrete is cracked unless it can be demonstrated that the concrete remains uncracked.

(a)  $\phi N_{sa}$  for a single anchor, or for the most highly stressed individual anchor in an anchor group

(b)  $0.75\phi N_{cb}$  or  $0.75\phi N_{cbg}$ , except that  $N_{cb}$  or  $N_{cbg}$  need not be calculated if anchor reinforcement satisfying 17.5.2.1(a) is provided

(c)  $0.75\phi N_{pn}$  for a single anchor or for the most highly stressed individual anchor in an anchor group

(d)  $0.75\phi N_{sb}$  or  $0.75\phi N_{sbg}$

(e)  $0.75\phi N_a$  or  $0.75\phi N_{ag}$

where  $\phi$  is in accordance with 17.5.3.

**17.10.5.4** تحسب مقاومة الشد التصميمية للمسمار من (أ) إلى (هـ) لأنماط الانهيار الواردة في الجدول 17.5.2 بافتراض أن الخرسانة متشققة ما لم يكن من الممكن إثبات أن الخرسانة تظل غير متشققة.

(أ)  $\phi N_{sa}$  (المسمار فردي، أو للمسامير الفردية الأكثر إجهاداً في مجموعة المسامير

(ب)  $0.75\phi N_{cb}$  أو  $0.75\phi N_{cbg}$ ، باستثناء أنه لا يلزم حساب  $N_{cb}$  أو  $N_{cbg}$  إذا تم توفير تسليح المسمار التي تحقق 17.5.2.1 (أ)

(ج)  $0.75\phi N_{pn}$  لمسمار فردي أو للمسامير الفردية الأكثر إجهاداً في مجموعة المسامير

(د)  $0.75\phi N_{sb}$  أو  $0.75\phi N_{sbg}$

(هـ)  $0.75\phi N_a$  أو  $0.75\phi N_{ag}$  حيث  $\phi$  مطابق 17.5.3.

**17.10.5.5** If anchor reinforcement is provided in accordance with 17.5.2.1(a), no reduction in design tensile strength beyond that given in 17.5.2.1 shall be required.

**17.10.5.5** إذا تم توفير تسليح المسمار وفقاً لـ 17.5.2.1 (أ) ، فلن يكون هناك حاجة إلى تقليل مقاومة الشد التصميمية أكثر من تلك الواردة في 17.5.2.1.

**R17.10.5.4** The reduced anchor nominal tensile strengths associated with concrete failure modes is to account for increased cracking and spalling in the concrete resulting from earthquake effects. Because earthquake-resistant design generally assumes that all or portions of the structure are loaded beyond yield, it is likely that the concrete is cracked throughout for the purpose of calculating anchor strength. In locations where it can be demonstrated that the concrete does not crack, uncracked concrete may be assumed in calculating anchor strength as governed by concrete failure modes.

**R17.10.5.4** تكمن مقاومة الشد الاسمية المخفضة للمسمار المرتبطة بأنماط انهيار الخرسانة في حساب زيادة التشقق والانقسام في الخرسانة الناتجة عن تأثيرات الزلزال. نظراً لأن التصميم المقاوم للزلازل يفترض بشكل عام أن كل أو أجزاء المنشأ محملة بشكل يتجاوز الخضوع ، فمن المحتمل أن يتم تشقق الخرسانة طوال الوقت بغرض حساب مقاومة المسمار. في المواقع حيث يمكن إثبات أن الخرسانة لا تتشقق ، يمكن افتراض الخرسانة الغير متشققة في حساب مقاومة المسمار كما تحكمها أنماط انهيار الخرسانة.

**R17.10.5.5** If anchor reinforcement conforming to 17.5.2.1a is used, with the properties as defined in 20.2.2.5, separation of the potential breakout from the substrate is unlikely to occur provided the anchor reinforcement is designed for a force exceeding the concrete breakout strength.

**R17.10.5.5** إذا تم استخدام تسليح المسمار المطابق لـ 17.5.2.1a ، مع الخصائص كما هو محدد في 20.2.2.5 ، فمن غير المحتمل أن يحدث فصل الاختراق المحتمل من الركيزة بشرط أن يكون تسليح المسمار مصمماً لقوة تتجاوز مقاومة اختراق الخرسانة.

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

**17.10.6 Shear design requirements**

**17.10.6.1** If the shear component of the strength-level earthquake-induced force applied to a single anchor or anchor group does not exceed 20 percent of the total factored anchor shear associated with the same load combination, it shall be permitted to design a single anchor or anchor group in accordance with 17.7 and the shear strength requirements of 17.5.2.

**17.10.6 متطلبات تصميم القص**

**17.10.6.1** إذا كان عنصر القص للقوة التي يسببها الزلزال على مستوى المقاومة والمطبقة على مسمار فردي أو مجموعة مسامير لا يتجاوز 20 في المائة من إجمالي القص المصعد للمسمار المرتبط بنفس تركيبة الحمل ، فيجب السماح بتصميم مسمار فردي مجموعة المسامير وفقاً لـ 17.7 ومتطلبات مقاومة القص 17.5.2.

**17.10.6.2** If the shear component of the strength-level earthquake-induced force applied to anchors exceeds 20 percent of the total factored anchor shear associated with the same load combination, anchors and their attachments shall be designed in accordance with 17.10.6.3. The anchor design shear strength for resisting earthquake-induced forces shall be determined in accordance with 17.7.

**17.10.6.2** إذا تجاوز عنصر القص للقوة التي يسببها الزلزال على مستوى المقاومة المطبقة على المسامير 20 في المائة من إجمالي القص المصعد للمسمار المرتبط بتركيبة الحمل نفسها ، يجب تصميم المسامير وملحقاتها وفقاً لـ 17.10.6.3. يتم تحديد مقاومة القص التصميمية للمسمار لمقاومة القوى التي يسببها الزلزال وفقاً لـ 17.7.

**R17.10.6 Shear design requirements**

**R17.10.6.1** The requirements of 17.10.6.3 need not apply if the applied earthquake-induced shear is a small fraction of the total factored shear.

**R17.10.6 متطلبات تصميم القص**

**R17.10.6.1** لا يجب تطبيق متطلبات 17.10.6.3 إذا كان القص المطبق بفعل الزلازل جزءاً صغيراً من إجمالي القص المصعد.

**R17.10.6.2** If the shear component of the earthquake-induced force applied to the anchor exceeds 20 percent of the total anchor shear force, three options are recognized to determine the required shear strength to protect the anchor or anchor group against premature shear failure.

**R17.10.6.2** إذا تجاوز عنصر القص للقوة المطبقة التي يسببها الزلزال على المسامير 20 في المائة من إجمالي قوة القص للمسمار ، يتم التعرف على ثلاثة خيارات لتحديد مقاومة القص المطلوبة لحماية المسمار أو مجموعة المسامير من انهيار القص المبكر.

## CODE

### الكود

**17.10.6.3** Anchors and their attachments shall satisfy (a), (b) or (c).

(a) Anchor or anchor groups shall be designed for the maximum shear that can be transmitted to the anchor or anchor groups based on the development of a ductile yield mechanism in the attachment in tension, flexure, shear, or bearing, or a combination of those conditions, and considering both material overstrength and strain-hardening effects in the attachment.

(b) Anchor or anchor groups shall be designed for the maximum shear that can be transmitted to the anchors by a non-yielding attachment.

(c) Anchor or anchor groups shall be designed for the maximum shear obtained from factored load combinations that include  $E$ , with  $Eh$  increased by  $\Omega_o$ .

**17.10.6.3** يجب أن تستوفي المسامير وملحقاتها (أ) أو (ب) أو (ج). يجب أن يصمم (أ) مجموعة المسامير أو المسامير لأقصى قص التي يمكن أن تنتقل إلى مجموعات المسامير أو المسامير على أساس تطوير آلية الخضوع اللين في المرفق في الشد، الانحناء، القص، أو الحمل، أو مزيج من تلك الحالات، وبالنظر إلى كل من المقاومة الزائدة للمواد وتأثيرات تصلب الانفعال في المرفق. (ب) تصمم مجموعات المسامير أو المسامير بأقصى قص يمكن نقله إلى المسامير بواسطة مرفق ليس لديه خضوع. (ج) تصمم مجموعات المسامير أو المسامير لأقصى قص يتم الحصول عليه من تراكيب الحمل المصعد التي تشمل  $E$ ، مع زيادة  $Eh$  بمقدار  $\Omega_o$ .

**17.10.6.4** If anchor reinforcement is provided in accordance with 17.5.2.1(b), no reduction in design shear strength beyond that given in 17.5.2.1 shall be required.

**17.10.6.4** إذا تم توفير تسليح المسامير وفقاً لـ 17.5.2.1 (ب)، فلن يكون هناك حاجة إلى تقليل مقاومة القص التصميمية بما يتجاوز تلك الواردة في 17.5.2.1.

### 17.10.7 Tension and shear interaction

**17.10.7.1** Single anchors or anchor groups that resist both tensile and shear forces shall be designed in accordance with 17.8, and the anchor design tensile strength calculated in accordance with 17.10.5.4.

### 17.10.7 تفاعل الشد والقص

**17.10.7.1** يتم تصميم المسامير الفردية أو مجموعات المسامير التي تقاوم كل من قوى الشد والقص وفقاً لـ 17.8، وتحسب مقاومة الشد التصميمية للمسامير وفقاً لـ 17.10.5.4.

## COMMENTARY

### التعليق

**R17.10.6.3** Option (a) of 17.10.5.3 is not permitted for shear because the cross section of the steel element of the anchor cannot be configured so that steel failure in shear provides any meaningful degree of ductility. Design of the anchor or anchor group for the strength associated with force-limiting mechanisms under option (b), such as the bearing strength at holes in a steel attachment or the combined crushing and bearing strength for wood members, may be particularly relevant. Tests on typical anchor bolt connections for wood-framed structural walls (Fennel et al. 2009) demonstrated that wood components attached to concrete with minimum edge distances exhibited ductile behavior. Wood "yield" (crushing) was the first limiting state and resulted in nail slippage in shear. Nail slippage combined with bolt bending provided the required ductility and toughness for the structural walls and limited the loads acting on the bolts. Procedures for defining bearing and shear limit states for connections to cold-formed steel are described in AISI S100, and examples of strength calculations are provided in the AISI manual (AISI D100). In such cases, exceeding the bearing strength may lead to tearing and an unacceptable loss of connectivity. If anchors are located far from edges, it may not be possible to design such that anchor reinforcement controls the anchor strength. In such cases, anchors should be designed for overstrength in accordance with option (c).

**R17.10.6.3** لا يُسمح بالخيار (أ) من 17.10.5.3 للقص لأن المقطع العرضي للعنصر المعدني للمسامير لا يمكن تكوينه بحيث يوفر انهيار الحديد في القص أي درجة ذات معنى من الليونة. قد يكون تصميم المسامير أو مجموعة المسامير للمقاومة المرتبطة بآليات تحديد القوة بموجب الخيار (ب)، مثل مقاومة تحمل الثقوب في مرفق معدني أو مقاومة التكسير والتحمل المركبة لعناصر الخشب، ذات صلة خاصة. أظهرت الاختبارات التي أجريت على وصلات مسامير التثبيت النموذجي للجدران الانشائية ذات الإطار الخشبي (Fennel et al. 2009) أن المكونات الخشبية المرتبطة بالخرسانة مع الحد الأدنى لمسافات الحافة أظهرت سلوكاً مرئياً. كان "الخضوع" الخشب (التكسير) هو الحالة المحددة الأولى مما أدى إلى انزلاق المسامير في القص. قدم انزلاق المسامير مع انحناء المسامير ليونة ومتانة المطلوبة للجدران الانشائية وحد من الأحمال التي تعمل على المسامير. تم وصف إجراءات تحديد حالات حد التحميل والقص للوصلات بالحديد المشكل على البارد في AISI S100، وترد أمثلة على حسابات المقاومة في دليل AISI (AISI D100). في مثل هذه الحالات، قد يؤدي تجاوز مقاومة التحمل إلى التمزق وفقدان الاتصال الغير مقبول. إذا كانت المسامير بعيدة عن الحواف، فقد لا يكون من الممكن تصميمها بحيث يتحكم تسليح المسامير في مقاومة المسامير. في مثل هذه الحالات، يجب تصميم المسامير للمقاومة الزائدة وفقاً للخيار (ج).

**R17.10.6.4** If anchor reinforcement conforming to 17.5.2.1b is used, with the properties as defined in 20.2.2.5, separation of the potential breakout from the substrate is unlikely to occur provided the anchor reinforcement is designed for a force exceeding the concrete breakout strength.

**R17.10.6.4** إذا تم استخدام تسليح المسامير المطابق لـ 17.5.2.1 b، مع الخصائص كما هو محدد في 20.2.2.5، فمن غير المحتمل أن يحدث فصل الاختراق المحتمل من الركيزة بشرط أن يكون تسليح المسامير مصمماً لقوة تتجاوز مقاومة اختراق الخرسانة.



## 17.11—Attachments with shear lugs

### 17.11.1 General

**17.11.1.1** It is permitted to design attachments with shear lugs in accordance with 17.11.1.1.1 through 17.11.1.1.9. Alternatively, it is permitted to design using alternative methods if adequate strength and load transfer can be demonstrated by analysis or tests.

### 17.11 — المرفقات مع أرجل القص 17.11.1 عام

**17.11.1.1** يسمح بتصميم المرفقات مع أرجل القص وفقاً لـ 17.11.1.1.1 حتى 17.11.1.1.9. وبدلاً من ذلك ، يُسمح بالتصميم باستخدام طرق بديلة إذا كان من الممكن إثبات المقاومة الكافية ونقل الحمل عن طريق التحليل أو الاختبارات.

**17.11.1.1.1** Shear lugs shall be constructed of rectangular plates, or steel shapes composed of plate-like elements, welded to an attachment base plate.

**17.11.1.1.1** تصنع أرجل القص من صفائح مستطيلة أو من أشكال فولاذية مركبة من عناصر تشبه الصفائح ملحومة بصفحة قاعدة المرفق.

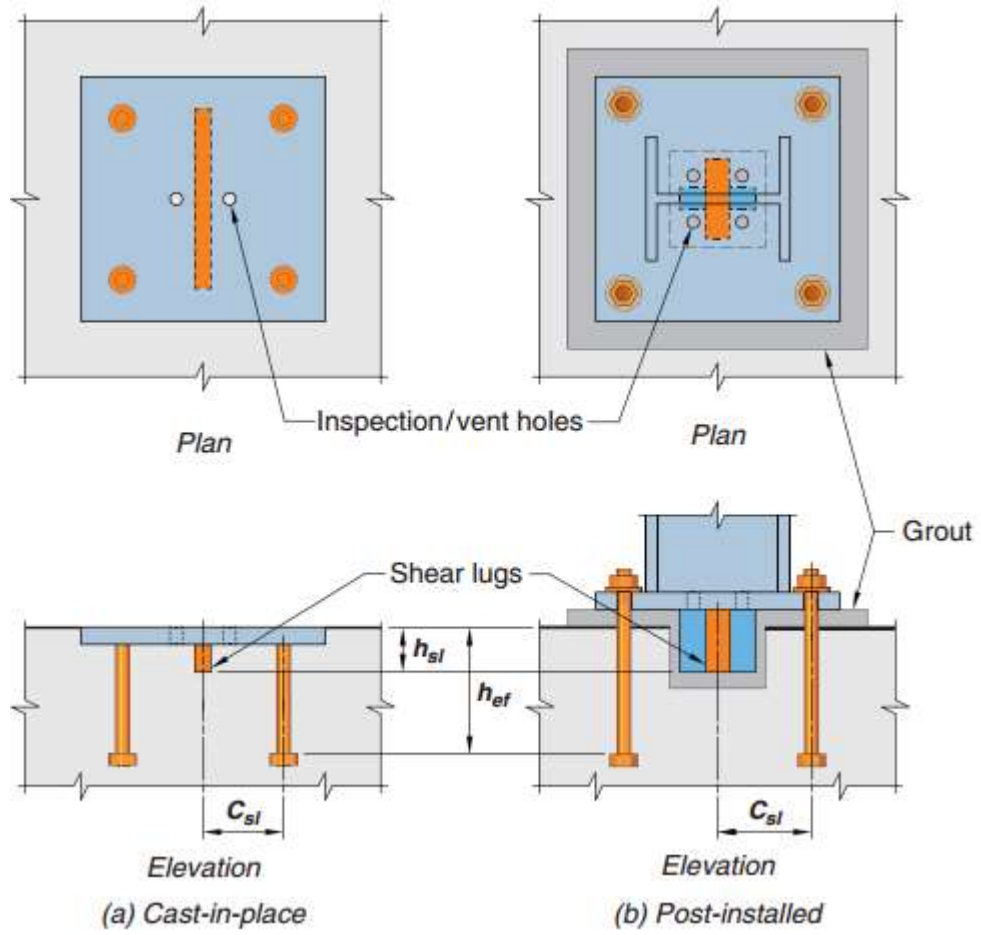
## R17.11—Attachments with shear lugs

### R17.11.1 General

**R17.11.1.1** The provisions of 17.11 cover concrete failure modes of attachments with shear lugs. These provisions do not cover the steel or welding design of the attachment base plate or shear lugs. Attachments with shear lugs may be embedded in cast-in-place or precast concrete, or post-installed by using a breakout in the concrete that receives the shear lug and is then filled with a fluid, non-shrink grout as shown in Fig. R17.11.1.1a. Base plates with anchors provide moment resistance, which prevents pryout action on the shear lugs. Attachments with embedded shapes and without base plates and anchors, which must resist moment by pryout action on the embedment, are not covered in this section. Bearing strength in shear refers to the strength prior to concrete fracture in front of the shear lug. Bearing failure occurs at small displacements (Cook and Michler 2017). Following bearing failure, there is a significant decrease in strength and increase in lateral displacement leading eventually to steel failure of the anchors (Fig. R17.11.1.1b) at lateral displacements at least an order of magnitude greater than that corresponding to bearing failure. Types of attachments with shear lugs that satisfy 17.11.1.1.1 through 17.11.1.1.9 are shown in Fig. R17.11.1.1a. Shear lugs that are different than those covered in 17.11.1.1.1 through 17.11.1.1.9, such as shear lugs composed of steel pipe or attachments with shear lugs where the top of plate is located below the concrete surface, can be used provided adequate strength and load transfer can be demonstrated by analysis or tests.

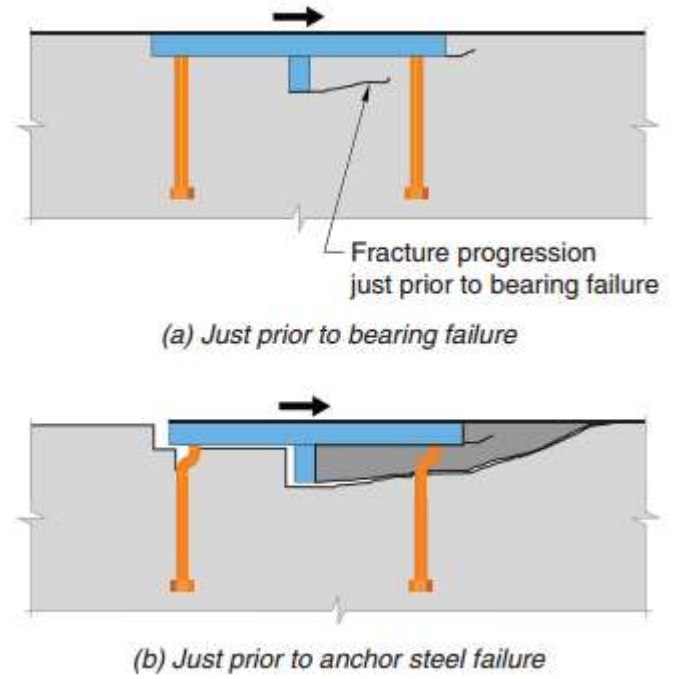
### R17.11 - المرفقات مع أرجل القص R17.11.1 عام

**R17.11.1.1** تغطي أحكام 17.11 أنماط انهيار الخرسانة للمرفقات مع أرجل القص. لا تغطي هذه الأحكام تصميم الحديد أو اللحام لصفحة قاعدة المرفقات أو أرجل القص. يمكن إدخال المرفقات ذات أرجل القص في الخرسانة المصبوبة في الموقع أو مسبقة الصب ، أو الخرسانة لاحقة التثبيت باستخدام حاجز في الخرسانة التي تستقبل أرجل القص ثم يتم دفعها بجروات (لاصق) مانع غير منكمش كما هو موضح في الشكل R17. 11.1.1 أ. توفر الصفائح الأساسية ذات المسامير المقاومة للعزم ، مما يمنع عمل البري على أرجل القص. لا يتم تغطية المرفقات ذات الأشكال المغمورة وبدون صفائح القاعدة والمسامير ، والتي يجب أن تقاوم العزم من خلال إجراء البري على الغرز ، في هذا القسم. تشير مقاومة التحمل في القص إلى المقاومة قبل تكسر الخرسانة أمام أرجل القص. يحدث انهيار التحميل في حالات الإزاحة الصغيرة (Cook and Michler 2017). بعد انهيار التحميل ، هناك انخفاض كبير في المقاومة وزيادة في الإزاحة الجانبية مما يؤدي في النهاية إلى انهيار الحديد في المسامير (الشكل R17.11.1.1b) في الإزاحة الجانبية على الأقل من حيث الحجم الذي يقابل انهيار التحميل. يوضح الشكل R17.11.1.1a أنواع المرفقات ذات أرجل القص التي تستوفي 17.11.1.1.1 حتى 17.11.1.1.9. يمكن استخدام أرجل القص المختلفة عن تلك المغطاة في 17.11.1.1.1 إلى 17.11.1.1.9 ، مثل أرجل القص المكونة من أنابيب معدنية أو ملحقاتها مع أرجل القص حيث يقع الجزء العلوي من الصفائح تحت سطح الخرسانة. يمكن إثبات المقاومة الكافية ونقل الحمل من خلال التحليل أو الاختبارات.



**Fig. R17.11.1.1a**—Examples of attachments with shear lugs.

الشكل - R17.11.1.1a أمثلة على الملحقات ذات أرجل القص.



**Fig. R17.11.1.1b**—Bearing failure and subsequent anchor steel failure for embedded plate with shear lug (if concrete breakout is not applicable)

**الشكل - R17.11.1.1b** انهيار التحميل وانهيار حديد المسمار اللاحق للصفحة المغمورة مع أرجل القص (إذا كان اختراق الخرسانة غير قابل للتطبيق)

**17.11.1.1.2** A minimum of four anchors shall be provided that satisfy the requirements of Chapter 17 with the exception of the requirements of 17.5.1.2(f), (g), and (h) and the corresponding requirements of Table 17.5.2 for steel strength of anchors in shear, concrete breakout strength of anchors in shear, and concrete pryout strength of anchors in shear.

**17.11.1.1.2** يجب توفير أربعة مسامير على الأقل تفي بمتطلبات الفصل 17 باستثناء متطلبات 17.5.1.2 (و) و (ز) و (ح) والمتطلبات المقابلة في الجدول 17.5. 2 مقاومة الحديد للمسامير في القص ، ومقاومة اختراق الخرسانة للمسامير في القص ، ومقاومة بري المسامير في الخرسانة في القص.

**17.11.1.1.3** For anchors welded to the attachment base plate, tension and shear interaction requirements of 17.8 shall include a portion of the total shear on the anchor.

**17.11.1.1.3** بالنسبة للمسامير الملحومة بصفحة قاعدة المرفقات ، يجب أن تتضمن متطلبات تفاعل الشد والقص 17.8 جزءاً من القص الكلي على المسامير.

**17.11.1.1.4** Bearing strength in shear shall satisfy  $\phi V_{brg,sl} \geq V_u$  with  $\phi = 0.65$ .

**17.11.1.1.4** يجب أن تفي مقاومة التحميل في القص  $\phi V_{brg}$  و  $\phi V_{u} \geq$  بـ  $\phi = 0.65$ .

**17.11.1.1.5** Nominal bearing strength in shear,  $V$ , shall be determined by 17.11.2.

**17.11.1.1.5** يتم تحديد مقاومة التحميل الاسمية في القص  $V$  بواسطة 17.11.2.

**17.11.1.1.6** Concrete breakout strength of the shear lug shall satisfy  $\phi V_{cb,sl} \geq V_u$  with  $\phi = 0.65$ .

**17.11.1.1.6** يجب أن تفي مقاومة اختراق الخرسانة لساق القص  $\phi V_{cb}$  ،  $\phi V_{u} \geq$  بـ  $\phi = 0.65$ .

**17.11.1.1.7** Nominal concrete breakout strength,  $V_{cb,sl}$ , shall be determined by 17.11.3.

**17.11.1.1.7** تحدد مقاومة اختراق الخرسانة الاسمية ،  $V_{cb}$  ، بـ  $\phi V_{u} \geq$  17.11.3.

**R17.11.1.1.3** Although neglected in the bearing strength evaluation in 17.11.2, welded anchors resist a portion of the shear load because they displace the same as the shear lug. The portion of the applied shear,  $V_u$ , that each anchor carries,  $V_{ua,i}$ , is given by

**R17.11.1.1.3** على الرغم من إهمالها في تقييم مقاومة التحميل في 17.11.2 ، فإن المسامير الملحومة تقاوم جزءاً من حمل القص لأنها تحل محلها مثل ساق القص. جزء القص المطبق ،  $V_u$  ، الذي يحمله كل مسمار ،  $V_{ua,i}$  ، يتم إعطاؤه بواسطة

$$V_{ua,i} = V_u \left( \frac{2d_a^2}{A_{ef,sl} + n2d_a^2} \right)$$

The effective bearing area of an anchor is assumed to be the diameter of the anchor multiplied by an effective bearing depth of twice its diameter (Cook and Michler 2017). The bearing reaction on the anchor is not large enough to fail the anchor in shear alone but does need to be considered in tension and shear interaction for steel failure (refer to 17.8).

يفترض أن تكون منطقة التحميل الفعالة للمسمار تساوي قطر المسمار مضروبة في العمق الفعال للتحميل يبلغ ضعف قطرها (Cook and Michler 2017). إن رد فعل التحميل على المسمار ليس كبيراً بما يكفي لانهيار المسمار في القص وحده ، ولكن يجب أن يؤخذ في الاعتبار في تفاعل الشد والقص لانهيار الحديد (راجع 17.8).

**17.11.1.1.8** For attachments with anchors in tension, both (a) and (b) shall be satisfied:

**17.11.1.1.8** بالنسبة للمرفقات ذات المسامير في الشد ، يجب استيفاء كل من (أ) و (ب):

$$(a) \ h_{ef}/h_{sl} \geq 2.5$$

$$(b) \ h_{ef}/c_{sl} \geq 2.5$$

**17.11.1.1.9** The moment from the couple developed by the bearing reaction on the shear lug and the shear shall be considered in the design of the anchors for tension.

**17.11.1.1.9** يتم اعتبار عزم الازدواج التي طورها ردة فعل التحميل على ساق القص والقص في تصميم المسامير للشد.

**17.11.1.2** Horizontally installed steel base plates with shear lugs shall have a minimum 25 mm diameter hole along each of the long sides of the shear lug.

**17.11.1.2** يجب أن تحتوي صفائح القاعدة الفولاذية المركبة أفقياً مع أرجل القص على فتحة بقطر 25 مم على الأقل على طول كل جانب من جوانب ساق القص.

**R17.11.1.1.8** The lower bound limitations on the ratios of anchor embedment depth to shear lug embedment depth and anchor embedment depth to the distance between the centerline of the anchors in tension and the centerline of the shear lug in the direction of shear are based on available test data. The required lower limits reduce potential interaction between concrete breakout of the anchors in tension and bearing failure in shear of the shear lug.

**R17.11.1.1.8** تستند أقل الحدود المقيدة لنسب عمق غرز المسمار إلى عمق غرز ساق القص وعمق غرز المسمار إلى المسافة بين الخط المركزي للمسمار في الشد والخط المركزي لساق القص في اتجاه القص على بيانات الاختبار المتاحة. تقلل الحدود السفلية المطلوبة من التفاعل المحتمل بين اختراق المسامير للخرسانة في الشد وانهيار التحميل في القص لساق القص.

**R17.11.1.1.9** The bearing reaction on shear lugs occurs further below the surface of the concrete than the bearing reaction on anchors and embedded plates. As a result, the couple caused by the bearing reaction and the shear load needs to be considered when determining anchor tension.

**R17.11.1.1.9** يحدث ردة فعل التحميل على أرجل القص أسفل سطح الخرسانة أكثر من ردة فعل التحميل على المسامير والصفائح المغمورة. ونتيجة لذلك ، يجب مراعاة الازدواج الناتج عن ردة فعل التحميل وحمل القص عند تحديد شد المسامير.

**R17.11.1.2** Base plate holes are necessary to verify proper concrete or grout consolidation around the shear lug and to avoid trapping air immediately below a horizontal plate. Holes in the base plate should be placed close to each face of the shear lug. For a single shear lug, place at least one inspection hole near the center of each long side of the shear lug. For a cruciform-shaped shear lug, four inspection holes are recommended, one per quadrant. For other configurations or long shear lug lengths, the licensed design professional should specify inspection hole locations that will permit adequate observation and allow trapped air to escape.

**R17.11.1.2** ثقب صفيحة القاعدة ضرورية للتحقق من اندماج الخرسانة أو الجراوت المناسب حول ساق القص وتجنب حبس الهواء مباشرة أسفل الصفيحة الأفقية. يجب وضع الثقوب في صفيحة القاعدة بالقرب من كل وجه من ساق القص. للحصول على ساق واحدة للقص، ضع فتحة فحص واحدة على الأقل بالقرب من مركز كل جانب طويل من ساق القص. بالنسبة لساق القص على شكل صليبي ، يوصى باستخدام أربعة ثقوب ، واحدة لكل ربع. بالنسبة للتكوينات الأخرى أو أطوال ساق القص الطويل ، يجب على محترف التصميم المرخص تحديد مواقع حفرة الفحص التي تسمح بالمراقبة الكافية وتسمح للهواء المحبوس بالهروب.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**17.11.2 Bearing strength in shear of attachments with shear lugs,  $V_{brg,sl}$**

**17.11.2 مقاومة التحميل في القص للملحقات مع أرجل القص ،  $V_{brg,sl}$**

**17.11.2.1** Nominal bearing strength in shear of a shear lug,  $V_{brg,sl}$ , shall be calculated as:

**17.11.2.1** تحسب مقاومة التحميل الاسمية في القص لساق القص ،  $V_{brg,sl}$  على النحو التالي:

$$V_{brg,sl} = 1.7f_c' A_{ef,sl} \psi_{brg,sl} \quad (17.11.2.1)$$

where  $\psi_{brg,sl}$  is given in 17.11.2.2.

حيث  $\psi_{brg,sl}$  معطاة في 17.11.2.2.

- 17.11.2.1.1** The effective bearing area,  $A_{ef,sl}$ , shall be below the surface of the concrete, perpendicular to the applied shear, and composed of areas according to (a) through (d):
- (a) Bearing area of shear lugs located within  $2t_{sl}$  of the bottom surface of the base plate if the top or bottom surface of the base plate is flush with the surface of the concrete
  - (b) Bearing area of shear lugs located within  $2t_{sl}$  of the surface of the concrete if the base plate is above the surface of the concrete
  - (c) Bearing area of shear lugs located within  $2t_{sl}$  of the interface with stiffeners
  - (d) Bearing area on the leading edge of stiffeners below the surface of the concrete

**17.11.2.1.1** يجب أن تكون منطقة التحميل الفعالة ،  $A_{ef,sl}$  ، تحت سطح الخرسانة ، متعامدة مع القص المطبق ، وتتكون من مناطق وفقاً لـ (أ) حتى (د):

- (أ) منطقة التحميل لأرجل القص تقع ضمن  $2t_{sl}$  من السطح السفلي من صفيحة القاعدة إذا كان أعلى أو السطح السفلي من صفيحة القاعدة هو المتدفق مع سطح الخرسانة
- (ب) منطقة التحميل لأرجل القص الموجودة داخل  $2t_{sl}$  من سطح الخرسانة إذا كانت صفيحة القاعدة فوق سطح الخرسانة
- (ج) منطقة التحميل لأرجل القص الموجودة داخل  $2t_{sl}$  للواجهة مع المثبتات
- (د) منطقة التحميل على الحافة الأمامية للمثبتات أسفل سطح الخرسانة

**R17.11.2 Bearing strength in shear of attachments with shear lugs,  $V_{brg,sl}$**

**R17.11.2 مقاومة التحميل في القص للملحقات مع أرجل القص ،  $V_{brg,sl}$**

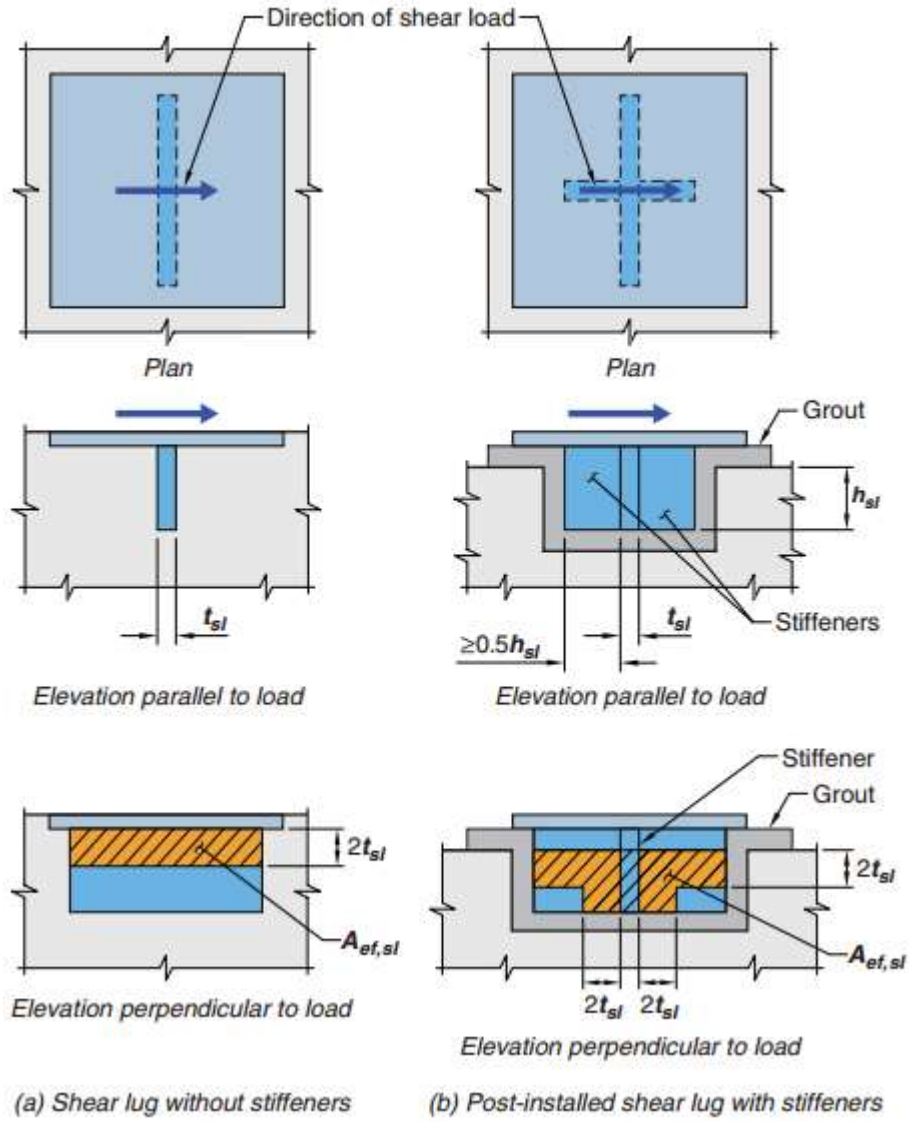
**R17.11.2.1** The nominal bearing strength in shear of a shear lug,  $V_{brg,sl}$ , given by Eq. (17.11.2.1) is based on a uniform bearing stress of  $1.7f_c'$  acting over the effective area of the shear lug as discussed in Cook and Michler (2017). Although the bearing strength in shear of attachments with shear lugs is a function of bearing on the shear lug, embedded plate (if present), and welded anchors (if present), the method presented in 17.11.2 only includes the contribution of shear lugs. Cook and Michler (2017) discuss development of the method and a less conservative procedure to include bearing on the embedded plate and welded anchors.

**R17.11.2.1** مقاومة التحميل الاسمية في القص لساق القص ،  $V_{brg,sl}$  ، المعطاة بواسطة المعادلة (17.11.2.1) يعتمد على إجهاد التحميل المنتظم قدره  $1.7f_c'$  يعمل على المنطقة الفعالة من ساق القص كما نوقش في Cook and Michler (2017). على الرغم من أن مقاومة التحميل في القص للمرفقات مع أرجل القص هي دالة للتحميل على ساق القص ، والصفيحة المغمورة (إن وجدت) ، والمسامير الملحومة (إن وجدت) ، فإن الطريقة المقدمة في 17.11.2 تتضمن فقط مساهمة أرجل القص . يناقش Cook and Michler (2017) تطوير الطريقة وإجراء أقل تحفظاً لتضمن التحميل على الصفيحة المغمورة والمسامير الملحومة.

**R17.11.2.1.1** Figure R17.11.2.1.1 shows examples of effective bearing areas. The effective bearing area for stiffened shear lugs is applicable to both welded plates and steel shapes composed of plate-like elements in which case the web would be the stiffening element. The limit of a distance of  $2t_{sl}$  in determining the effective bearing area is described in Cook and Michler (2017).

**R17.11.2.1.1** يوضح الشكل R.11.11.2.1.1 أمثلة لمناطق التحميل الفعالة. منطقة التحميل الفعالة لأرجل القص المثبتة قابلة للتطبيق على كل من الصفائح الملحومة والأشكال المعدنية المكونة من عناصر تشبه الصفيحة وفي هذه الحالة تكون الشفة الوسطية هو العنصر المثبت. يوصف حد مسافة  $2t_{sl}$  في تحديد منطقة تحميل فعالة في كوك وميشلر (2017).





**Note:** Anchors and inspection holes not shown for clarity.

ملاحظة: المسامير وثقوب الفحص غير موضحة للأيضاح.

**17.11.2.2 Bearing factor,  $\psi_{brg,sl}$** 

**17.11.2.2.1** Modification factor,  $\psi_{brg,sl}$ , for the effects of axial load,  $P_u$ , on bearing strength in shear, shall be determined by (a), (b), or (c):

(a) For applied axial tension:

**17.11.2.2** معامل التحميل،  $\psi_{brg,sl}$  ، لتأثيرات الحمل المحوري  
**17.11.2.2.1** يتم تحديد معامل التعديل ،  $\psi_{brg,sl}$  ، لتأثيرات الحمل المحوري  $P_u$  ، على مقاومة التحميل في القص ، بواسطة (أ) أو (ب) أو (ج):  
(أ) بالنسبة للشد المحوري المطبق:

$$\psi_{brg,sl} = 1 + \frac{P_u}{n N_{sa}} \leq 1.0 \quad (17.11.2.2.1a)$$

where  $P_u$  is negative for tension and  $n$  is the number of anchors in tension.

حيث يكون  $P_u$  سالبة للشد و  $n$  هو عدد المسامير في الشد.

(b) For no applied axial load:

(ب) لعدم وجود حمل محوري مطبق:

$$\psi_{brg,sl} = 1 \quad (17.11.2.2.1b)$$

(c) For applied axial compression:

(ج) للضغط المحوري المطبق:

$$\psi_{brg,sl} = 1 + 4 \frac{P_u}{A_{lp} f_c'} \leq 2.0 \quad (17.11.2.2.1c)$$

where  $P_u$  is positive for compression.

حيث يكون  $P_u$  موجبة للضغط.

**17.11.2.3** If used, the length of shear lug stiffeners in the direction of the shear load shall not be less than  $0.5h_{sl}$ .

**17.11.2.3** في حالة استخدامه ، يجب ألا يقل طول ساق القص للمثبتات في اتجاه حمل القص عن  $0.5h_{sl}$ .

**17.11.2.4** For attachments with multiple shear lugs arranged perpendicular to the direction of applied shear, the bearing strength of the individual shear lugs may be considered to be additive provided the shear stress on a shear plane in the concrete at the bottom of the shear lugs, and extending between the shear lugs, does not exceed  $0.2f_c'$ . The nominal bearing strength of each individual lug shall be determined by Eq. (17.11.2.1) using the effective area of the lug.

**17.11.2.4** بالنسبة للمرفقات ذات أرجل القص متعددة مرتبة عمودياً على اتجاه القص المطبق ، يمكن اعتبار مقاومة التحميل لأرجل القص الفردية مضافة بشرط أن يكون إجهاد القص على مستوى القص في الخرسانة في الجزء السفلي من أرجل القص ، ويمتد بين أرجل القص ، ولا يتجاوز  $0.2f_c'$  . يتم تحديد مقاومة التحميل الاسمية لكل ساق فردية بواسطة المعادلة (17.11.2.1) باستخدام المنطقة الفعالة من الساق.

**R17.11.2.4** The limitation for considering multiple shear lugs to be effective is based on the maximum limits for shear friction in Table 22.9.4.4 and two tests reported in Rotz and Reifschneider (1984). The area of the shear plane is the clear distance between adjacent shear lugs measured in the direction of the applied shear multiplied by the width of the shear lugs perpendicular to the applied shear.

**R17.11.2.4** يستند تحديد اعتبار أرجل القص المتعددة فعالة على الحدود القصوى لاحتكاك القص في الجدول 22.9.4.4 واختبارين تم الإبلاغ عنه في Rotz و Reifschneider (1984) منطقة مستوى القص هي المسافة الصافية بين أرجل القص المجاورة المقاسة في اتجاه القص المطبق مضروباً في عرض أرجل القص العمودية على القص المطبق.

### 17.11.3 Concrete breakout strength of shear lug, $V_{cb,sl}$

**17.11.3.1** Nominal concrete breakout strength of a shear lug for shear perpendicular to the edge,  $V_{cb,sl}$ , shall be determined from 17.7.2 using Eq. (17.7.2.1a), where  $V_b$  is calculated using Eq. (17.7.2.2.1b) with  $c_{a1}$  taken as the distance from the bearing surface of the shear lug to the free edge and where  $A_{vc}$  is the projected area of the failure surface on the side of the concrete member.

**17.11.3 مقاومة اختراق الخرسانة لأرجل القص ،  $V_{cb,sl}$**   
**17.11.3.1** يتم تحديد مقاومة اختراق الخرسانة الاسمية لساق القص للقص العمودي على الحافة ،  $V_{cb}$  ،  $sl$  ، من 17.7.2 باستخدام المعادلة. (17.7.2.1 أ) ، حيث يتم حساب  $V_b$  باستخدام المعادلة. (17.7.2.1 ب) مع أخذ  $c_{a1}$  كمسافة من سطح التحميل لساق القص إلى الحافة الحرة وحيث تمثل  $A_{vc}$  المساحة المسقطه لسطح الانهيار على جانب العنصر الخرساني.

**17.11.3.1.1**  $A_{vc}$  is the projected concrete failure area on the side face of the concrete that is approximated as the rectangular shape resulting from projecting horizontally  $1.5c_{a1}$  from the edge of the shear lug and projecting vertically  $1.5c_{a1}$  from the edge of the effective depth of the shear lug,  $h_{ef,sl}$ . The effective area of the shear lug,  $A_{ef,sl}$ , shall not be included. The effective embedment depth of the shear lug,  $h_{ef,sl}$ , shall be taken as the distance from the concrete surface to the bottom of the effective bearing area,  $A_{ef,sl}$ .

**17.11.3.1.1  $A_{vc}$**  هي المساحة المتوقعة لانهيار الخرسانة على الوجه الجانبي للخرسانة والتي يتم تقريبها كشكل مستطيل ناتج عن إسقاط أفقي  $1.5c_{a1}$  من حافة ساق القص والإسقاط عمودياً  $1.5c_{a1}$  من حافة العمق الفعال لساق القص ،  $h_{ef}$  ،  $sl$  لا يتم ادخال المنطقة الفعالة من ساق القص ،  $A_{ef}$  ،  $sl$  يؤخذ عمق الغرز الفعال لعروة القص ،  $h_{ef}$  ،  $sl$  كمسافة من السطح الخرساني إلى الجزء السفلي من منطقة التحميل الفعالة ،  $A_{ef}$  ،  $sl$ .

### R17.11.3 Concrete breakout strength of shear lug, $V_{cb,sl}$

**R17.11.3.1** The method for evaluating concrete breakout strength where shear is perpendicular to an edge is similar to that used in 17.7.2 for anchors. The difference is in the determination of  $A_{vc}$ , which is illustrated in Fig. R17.11.3.1. The method has been confirmed by tests where the shear lug is concentrically loaded in shear (Gomez et al. 2009; Cook and Michler 2017). With shear transferred by the shear lug, embedded plate (if present), and welded anchors (if present), the bearing surfaces all displace the same amount with any incremental change in applied shear. This behavior is similar to connections with anchors welded to steel attachments where concrete edge failure originates from the row of anchors farthest from the edge. In anchorages with shear lugs, the effective contributions to concrete breakout strength from the bearing areas of the shear lug and embedded plate (if present) dominate over the contribution from the effective bearing area of anchors farther from the edge than the shear lug. As a result, concrete breakout strength for the anchorage should be determined based on the concrete breakout surface originating at the shear lug (Fig. R17.11.3.1). The nominal concrete breakout strength of a shear lug is based on Eq. (17.7.2.2.1b) for  $V_b$  that applies to concrete edge failure in shear for large diameter anchors.

**R17.11.3 مقاومة اختراق الخرسانة لأرجل القص ،  $V_{cb,sl}$**   
**R17.11.3.1** إن طريقة تقييم مقاومة اختراق الخرسانة حيث يكون القص عمودياً على الحافة هي مماثلة لتلك المستخدمة في 17.7.2 للمسامير. الفرق هو في تحديد  $A_{vc}$  ، وهو موضح في الشكل. R17.11.3.1 تم تأكيد الطريقة من خلال الاختبارات حيث يتم تحميل ساق القص بشكل مركزي في القص (Gomez et al. 2009) ؛ (Cook and Michler 2017) مع نقل القص بواسطة ساق القص ، والصفحة المغمورة (إن وجدت) ، والمسامير الملحومة (إن وجدت) ، فإن أسطح التحميل تزيح نفس الكمية مع أي تغيير تدريجي في القص المطبق. يشبه هذا السلوك الوصلات مع المسامير الملحومة بالمرفقات المعدنية حيث ينشأ انهيار الحافة الخرسانية من صف المسامير الأبعد عن الحافة. في المسامير المزودة بأرجل القص ، تساهم المساعدات الفعالة في مقاومة اختراق الخرسانة من مناطق التحميل لساق القص والصفحة المغمورة (إن وجدت) تسيطر على المساعدات من منطقة التحميل الفعالة للمثبتات بعيداً عن الحافة عن ساق القص. ونتيجة لذلك ، يجب تحديد مقاومة اختراق الخرسانة للمسامير بناءً على سطح الاختراق الخرساني الناشئ في ساق القص (الشكل R17.11.3.1). تعتمد مقاومة اختراق الخرسانة الاسمية لساق القص على المعادلة. (17.7.2.2.1 ب)  $V_b$  الذي ينطبق على انهيار حافة الخرسانة في القص للمسامير ذات القطر الكبير.

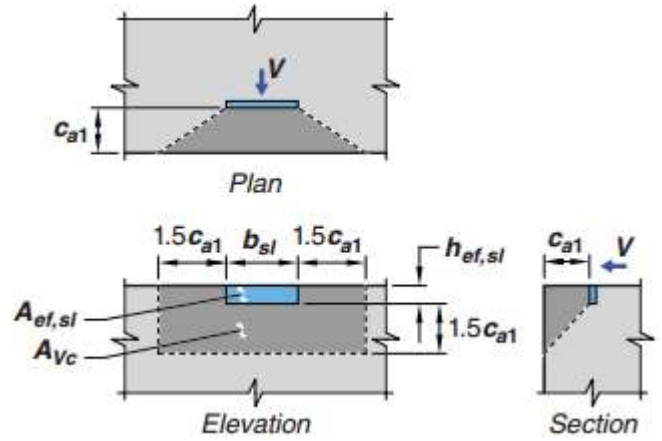


Fig. R17.11.3.1—Example of  $A_{vc}$  for a shear lug near an edge.

الشكل - R17.11.3.1 مثال على  $A_{vc}$  لساق القص بالقرب من الحافة.

**17.11.3.2** Nominal concrete breakout strength of a shear lug for shear parallel to the edge shall be permitted to be determined in accordance with 17.7.2.1(c) using Eq. (17.7.2.1(a)) with  $c_{a1}$  taken as the distance from the edge to the center of the shear lug and with  $\psi_{ec, \nu}$  taken as 1.0.

**17.11.3.2** يسمح بتحديد مقاومة اختراق الخرسانة الاسمية لساق القص للقص الموازي للحافة وفقاً لـ 17.7.2.1 (ج) باستخدام المعادلة (17.7.2.1 (أ)) مع أخذ  $c_{a1}$  كمسافة من الحافة إلى مركز ساق القص و  $\psi_{ec, \nu}$  على أنها 1.0.

**17.11.3.3** For shear lugs located at a corner, the limiting concrete breakout strength shall be determined for each edge, and the minimum value shall be used.

**17.11.3.3** بالنسبة لأرجل القص الموجودة في الزاوية ، يتم تحديد مقاومة اختراق الخرسانة المحددة لكل حافة ، ويتم استخدام أقل قيمة.

**17.11.3.4** For cases with multiple shear lugs, the concrete breakout strength shall be determined for each potential breakout surface.

**17.11.3.4** بالنسبة للحالات التي تحتوي على أرجل قص متعددة ، يتم تحديد مقاومة اختراق الخرسانة لكل سطح اختراق محتمل.

**R17.11.3.2** The concrete breakout strength for shear lugs loaded parallel to the edge is based on 17.7.2.1(c) for concrete failure with load applied parallel to the free edge, assuming shear lug breakout behavior is similar to that of a single anchor.

**R17.11.3.2** تعتمد مقاومة اختراق الخرسانة لأرجل القص المحملة بالتوازي مع الحافة على 17.7.2.1 (ج) لانتهيار الخرسانة مع الحمل المطبق مواز للحافة الحرة ، بافتراض أن سلوك اختراق ساق القص مماثل لسلوك مسمار فردي.

**R17.11.3.3** The concrete breakout strength for shear lugs located near a corner is based on 17.7.2.1(d) for anchors.

**R17.11.3.3** تعتمد مقاومة اختراق الخرسانة لأرجل القص الواقعة بالقرب من الزاوية على 17.7.2.1 (د) للمسامير.

**R17.11.3.4** The concrete breakout strength for multiple shear lugs is based on R17.7.2.1 and shown in Fig. R17.7.2.1b Case 1 and Case 2.

**R17.11.3.4** تعتمد مقاومة اختراق الخرسانة للعديد من أرجل القص على R17.7.2.1 وتظهر في الشكل R17.7.2.1b الحالة 1 والحالة 2.

## CODE

### الكود

## CHAPTER 18—EARTHQUAKE-RESISTANT STRUCTURES

### الفصل 18 - منشآت مقاومة للزلازل

#### 18.1—Scope

##### 18.1 - المجال

18.1.1 This chapter shall apply to the design of nonprestressed and prestressed concrete structures assigned to Seismic Design Categories (SDC) B through F, including, where applicable:

(a) Structural systems designated as part of the seismic-force-resisting system, including diaphragms, moment frames, structural walls, and foundations

(b) Members not designated as part of the seismic-force-resisting system but required to support other loads while undergoing deformations associated with earthquake effects

**18.1.1** ينطبق هذا الفصل على تصميم المنشآت الخرسانية الغير مسبقة الاجهاد ومسبقة الاجهاد والمخصصة لفئات التصميم الزلزالي (B) من خلال F ، بما في ذلك ، حيثما ينطبق ذلك: (أ) الأنظمة الإنشائية المحددة كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية ، بما في ذلك الاغشية الانشائية ، وإطارات العزم ، وجدران القص ، والأساسات (ب) العناصر الغير مصممة كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية ، ولكنها تحتاج إلى دعم للأحمال الأخرى أثناء تعرضها للتشوهات المرتبطة بتأثيرات الزلازل

18.1.2 Structures designed according to the provisions of this chapter are intended to resist earthquake motions through ductile inelastic response of selected members.

**18.1.2** الهدف من المنشآت المصممة وفقاً لأحكام هذا الفصل هو مقاومة حركات الزلازل من خلال استجابة لدنة غير مرنة للعناصر المختارة.

## COMMENTARY

### التعليق

## R18—EARTHQUAKE-RESISTANT STRUCTURES

### R18 - منشآت مقاومة الزلازل

#### R18.1—Scope

Chapter 18 does not apply to structures assigned to Seismic Design Category (SDC) A. For structures assigned to SDC B and C, Chapter 18 applies to structural systems designated as part of the seismic-force-resisting system. For structures assigned to SDC D through F, Chapter 18 applies to both structural systems designated as part of the seismic-force-resisting system and structural systems not designated as part of the seismic-force-resisting system. Chapter 18 contains provisions considered to be the minimum requirements for a cast-in-place or precast concrete structure capable of sustaining a series of oscillations into the inelastic range of response without critical deterioration in strength. The integrity of the structure in the inelastic range of response should be maintained because the design earthquake forces defined in documents such as ASCE/SEI 7, the 2012 IBC, the UBC (ICBO 1997), and the NEHRP (FEMA P749) provisions are considered less than those corresponding to linear response at the anticipated earthquake intensity (FEMA P749; Blume et al. 1961; Clough 1960; Gulkan and Sozen 1974). The design philosophy in Chapter 18 is for cast-in-place concrete structures to respond in the nonlinear range when subjected to design-level ground motions, with decreased stiffness and increased energy dissipation but without critical strength decay. Precast concrete structures designed in accordance with Chapter 18 are intended to emulate cast-in-place construction, except 18.5, 18.9.2.3, and 18.11.2.2, which permit precast construction with alternative yielding mechanisms. The combination of reduced stiffness and increased energy dissipation tends to reduce the response accelerations and lateral inertia forces relative to values that would occur were the structure to remain linearly elastic and lightly damped (Gulkan and Sozen 1974). Thus, the use of design forces representing earthquake effects such as those in ASCE/SEI 7 requires that the seismic-force-resisting system retain a substantial portion of its strength into the inelastic range under displacement reversals. The provisions of Chapter 18 relate detailing requirements to type of structural framing and SDC. Seismic design categories are adopted directly from ASCE/SEI 7, and relate to considerations of seismic hazard level, soil type, occupancy, and use. Before the 2008 Code, low, intermediate, and high seismic risk designations were used to delineate detailing requirements. For a qualitative comparison of seismic design categories and seismic risk designations, refer to Table R5.2.2. The assignment of a structure to a SDC is regulated by the general building code (refer to 4.4.6.1).



## R18.1 – المجال

لا ينطبق الفصل 18 على المنشآت المخصصة لفئة التصميم الزلزالي (SDC) أ. بالنسبة للمنشآت المسندة إلى SDC B و C ، ينطبق الفصل 18 على الأنظمة الإنشائية المحددة كجزء من نظام مقاومة الزلازل. بالنسبة للمنشآت المخصصة لـ SDC D إلى F ، ينطبق الفصل 18 على كل من الأنظمة الإنشائية المعينة كجزء من نظام مقاومة الزلازل والأنظمة الإنشائية الغير مصنفة كجزء من نظام مقاومة الزلازل. يحتوي الفصل 18 على أحكام تعتبر الحد الأدنى من المتطلبات للمنشآت الخرسانية المصبوبة في الموقع ومسبقة الصب على الحفاظ على سلسلة من التذبذبات في نطاق الاستجابة الغير مرنة دون الانهيار الحرج في المقاومة. يجب الحفاظ على سلامة المنشأ في نطاق الاستجابة الغير مرنة نظراً لأن قوى الزلازل التصميمية المحددة في مستندات مثل 7 / SEI / ASCE و 2012 IBC و UBC (ICBO 1997) و NEHRP (FEMA P749) تعتبر أحكاماً أقل من تلك المقابلة للاستجابة الخطية في شدة الزلازل المتوقعة (FEMA P749)؛ بلوم وآخرون 1961 ؛ Clough 1960 ؛ Gulkan و Sozen (1974). وتتضمن فلسفة التصميم في الفصل 18 في المنشآت الخرسانية المصبوبة في الموقع للاستجابة في النطاق الغير خطي عند تعرضها لحركات أرضية على مستوى التصميم ، مع انخفاض الصلابة وزيادة تبديد الطاقة ولكن دون المقاومة الحرجة. تهدف المنشآت الخرسانية مسبقة الصب المصممة طبقاً للفصل 18 إلى محاكاة البناء المصبوب في الموقع ، باستثناء 18.5 و 18.9.2.2 و 18.11.2.2 ، والتي تسمح بالبناء مسبق الصب مع آليات خضوع بديلة. ويؤدي الجمع بين انخفاض الصلابة وزيادة تبديد الطاقة إلى الحد من تسارع الاستجابة والقوى الجانبية المرتبطة بالقيم التي يمكن أن تحدث ، حيث كان المنشأ يظل مرناً خطيراً ومثبطاً قليلاً (Gulkan و Sozen 1974). وبالتالي ، فإن استخدام القوى التصميمية التي تمثل تأثيرات الزلازل مثل تلك الموجودة في 7 / SEI / ASCE يتطلب أن يحتفظ نظام مقاومة القوة الزلزالية بجزء كبير من قوته في المدى الغير مرن تحت انعكاسات الإزاحة. أحكام الفصل 18 تتعلق بالتفصيل بمتطلبات نوع الاطار الهيكلي و SDC. تعتمد فئات التصميم الزلزالي مباشرة من 7 / SEI / ASCE ، وترتبط باعتبارات مستوى المخاطر الزلزالية ، ونوع التربة ، والمشغولية ، والاستخدام. قبل صدور كود 2008 ، تم استخدام تسميات المخاطر الزلزالية المنخفضة والمتوسطة والعالية لتحديد تفاصيل المتطلبات. للمقارنة النوعية لفئات التصميم الزلزالية وتسمية المخاطر الزلزالية ، ارجع إلى جدول R5.2.2. وينظم كود البناء العام إحالة المنشأ إلى SDC راجع 4.4.6.1

## 18.2—General

18.2.1 Structural systems 18.2.1.1 All structures shall be assigned to a SDC in accordance with 4.4.6.1.

## 18.2 العام

18.2.1 الأنظمة الإنشائية 18.2.1.1 يتم تعيين جميع المنشآت إلى SDC وفقاً لـ 4.4.6.1.

18.2.1.2 All members shall satisfy Chapters 1 to 17 and 19 to 26. Structures assigned to SDC B, C, D, E, or F also shall satisfy 18.2.1.3 through 18.2.1.7, as applicable. Where Chapter 18 conflicts with other chapters of this Code, Chapter 18 shall govern.

18.2.1.2 يجب على جميع العناصر استيفاء الفصول من 1 إلى 17 ومن 19 إلى 26. يجب أن تستوفي المنشآت المعينة إلى SDC B أو C أو D أو E أو F أيضاً من 18.2.1.3 إلى 18.2.1.7 ، حسب الحاجة للتطبيق. حيث يتعارض الفصل 18 مع فصول أخرى من هذا الكود يحكم الفصل 18.

18.2.1.3 Structures assigned to SDC B shall satisfy 18.2.2.

18.2.1.3 يجب أن تستوفي المنشآت المخصصة SDC B 18.2.2.

## R18.2—General

Structures assigned to SDC A need not satisfy requirements of Chapter 18 but must satisfy all other applicable requirements of this Code. Structures assigned to Seismic Design Categories B through F must satisfy requirements of Chapter 18 in addition to all other applicable requirements of this Code. Sections 18.2.1.3 through 18.2.1.5 identify those parts of Chapter 18 that apply to the building based on its assigned SDC, regardless of the vertical elements of the seismic force-resisting system. ASCE/SEI 7 defines the permissible vertical elements of the seismic-force-resisting system and applies where adopted. The remaining commentary of R18.2 summarizes the intent of ACI 318 regarding which vertical elements should be permissible in a building considering its SDC. Section 18.2.1.6 defines the requirements for the vertical elements of the seismic-force-resisting system. The design and detailing requirements should be compatible with the level of inelastic response assumed in the calculation of the design earthquake forces. The terms “ordinary”, “intermediate”, and “special” are used to facilitate this compatibility. For any given structural element or system, the terms “ordinary”, “intermediate”, and “special” refer to increasing requirements for detailing and proportioning, with expectations of increased deformation capacity.



## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**18.2.1.4** Structures assigned to SDC C shall satisfy 18.2.2, 18.2.3, and 18.13.

**18.2.1.4** يجب أن تستوفي المنشآت المخصصة لـ **SDC C** و **18.2.3** و **18.13**.

18.2.1.5 Structures assigned to SDC D, E, or F shall satisfy 18.2.2 through 18.2.8 and 18.12 through 18.14.

**18.2.1.5** يجب أن تستوفي المنشآت المخصصة لـ **SDC D** أو **E** أو **F** إلى **18.2.8** و **18.12** حتى **18.14**.

18.2.1.6 Structural systems designated as part of the seismic force-resisting system shall be restricted to those designated by the general building code, or determined by other authority having jurisdiction in areas without a legally adopted building code. Except for SDC A, for which Chapter 18 does not apply(a) through (h) shall be satisfied for each structural system designated as part of the seismic-force-resisting system, in addition to 18.2.1.3 through 18.2.1.5:

(a) Ordinary moment frames shall satisfy 18.3 (b) Ordinary reinforced concrete structural walls need not satisfy any detailing provisions in Chapter 18, unless required by 18.2.1.3 or 18.2.1.4 (c) Intermediate moment frames shall satisfy 18.4 (d) Intermediate precast walls shall satisfy 18.5 (e) Special moment frames shall satisfy 18.2.3 through 18.2.8 and 18.6 through 18.8 (f) Special moment frames constructed using precast concrete shall satisfy 18.2.3 through 18.2.8 and 18.9 (g) Special structural walls shall satisfy 18.2.3 through 18.2.8 and 18.10 (h) Special structural walls constructed using precast concrete shall satisfy 18.2.3 through 18.2.8 and 18.11

**18.2.1.6** تقتصر النظم الإنشائية المحددة كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية على تلك التي يحددها كود البناء العام ، أو تحددها سلطة أخرى لها ولاية قضائية في مناطق لا يوجد فيها كود البناء العام معتمد كوداً. باستثناء الـ **SDC A** ، التي لا ينطبق عليها الفصل 18 من (أ) إلى (ح) لكل نظام أنشائي محدد كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية ، بالإضافة إلى 18.2.1.3 إلى 18.2.1.5:

(أ) يجب أن تستوفي إطارات العزوم العادية 18.3 (ب) لا تحتاج جدران القص المسلحة الخرسانية العادية إلى استيفاء أي أحكام تفصيلية في الفصل 18 ، ما لم يكن ذلك مطلوباً بموجب 18.2.1.3 أو 18.2.1.4 (ج) يجب أن تستوفي إطارات العزوم المتوسطة 18.4 (د) يجب أن تستوفي الجدران مسبقة الصب المتوسطة 18.5 (هـ) يجب أن تستوفي إطارات العزوم الخاصة 18.2.3 إلى 18.2.8 و 18.6 إلى 18.8 (و) يجب أن تستوفي إطارات العزوم الخاصة التي يتم إنشاؤها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب 18.2.3 إلى 18.2.8 و 18.9 (هـ) يجب أن تستوفي جدران القص الخاصة من 18.2.3 إلى 18.2.8 و 18.10 (ح) يجب أن تستوفي جدران القص الخاصة التي يتم إنشاؤها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب ، من 18.2.3 إلى 18.2.8 و 18.11.

Structures assigned to SDC B are not expected to be subjected to strong ground motion, but instead are expected to experience low levels of ground motion at long time intervals. This Code provides some requirements for beam-column ordinary moment frames to improve deformation capacity. Structures assigned to SDC C may be subjected to moderately strong ground motion. The designated seismic-force-resisting system typically comprises some combination of ordinary cast-in-place structural walls, intermediate precast structural walls, and intermediate moment frames. The general building code also may contain provisions for use of other seismic-force-resisting systems in SDC C. Provision 18.2.1.6 defines requirements for whatever system is selected. Structures assigned to SDC D, E, or F may be subjected to strong ground motion. It is the intent of ACI Committee 318 that the seismic-force-resisting system of structural concrete buildings assigned to SDC D, E, or F be provided by special moment frames, special structural walls, or a combination of the two. In addition to 18.2.2 through 18.2.8, these structures also are required to satisfy requirements for continuous inspection (26.13.1.4), diaphragms and trusses (18.12), foundations (18.13), and gravity-load-resisting elements that are not designated as part of the seismic-force-resisting system (18.14). These provisions have been developed to provide the structure with adequate deformation capacity for the high demands expected for these seismic design categories. The general building code may also permit the use of intermediate moment frames as part of dual systems for some buildings assigned to SDC D, E, or F. It is not the intent of ACI Committee 318 to recommend the use of intermediate moment frames as part of moment-resisting frame or dual systems in SDC D, E, or F. The general building code may also permit substantiated alternative or nonprescriptive designs or, with various supplementary provisions, the use of ordinary or intermediate systems for nonbuilding structures in the higher seismic design categories. These are not the typical applications that were considered in the writing of this chapter, but wherever the term “ordinary or intermediate moment frame” is used in reference to reinforced concrete, 18.3 or 18.4 apply.

Table R18.2 summarizes the applicability of the provisions of Chapter 18 as they are typically applied when using the minimum requirements in the various seismic design categories. Where special systems are used for structures in SDC B or C, it is not required to satisfy the requirements of 18.14, although it should be verified that members not designated as part of the seismic-force-resisting system will be stable under design displacements.

18.2.1.7 A reinforced concrete structural system not satisfying this chapter shall be permitted if it is demonstrated by experimental evidence and analysis that the proposed system will have strength and toughness equal to or exceeding those provided by a comparable reinforced concrete structure satisfying this chapter.

18.2.1.7 يسمح بنظام أنشائي خرساني مسلح غير مستوفي لهذا الفصل إذا تبين من خلال الأدلة والخبرة التجريبية أن النظام المقترح سوف يكون لديه المقاومة والمتانة التي تساوي أو تتجاوز تلك التي يوفرها منشأ خرساني مسلح مماثل بقي هذا الفصل.

- R18.2 عام

المنشآت المخصصة لـ SDC A لا تستوفي الحاجة إلى متطلبات الفصل 18 ولكن يجب أن تستوفي جميع المتطلبات الأخرى المعمول بها في هذه الكود. يجب أن تفي المنشآت المعينة لفئة التصميم الزلزالي من B إلى F بمتطلبات الفصل 18 بالإضافة إلى جميع المتطلبات الأخرى المعمول بها في هذا الكود. تحدد الأقسام من 18.2.1.3 إلى 18.2.1.5 الأجزاء التي ينطبق عليها الفصل 18 على المبنى استناداً إلى SDC المخصص لها، بغض النظر عن العناصر الرأسية لنظام مقاومة الزلازل ASCE / SEI 7. يحدد العناصر الرأسية المسموح بها لنظام مقاومة الزلازل، وينطبق في حالة اعتمادها. يلخص التعليق المتبقي من R18.2 القصد من ACI 318 بشأن أي العناصر الرأسية يجب أن تكون مسموح بها في مبنى مع مراعاة SDC الخاص به. يحدد القسم 18.2.1.6 متطلبات العناصر الرأسية لنظام مقاومة الزلازل. يجب أن تكون متطلبات التصميم والتفصيل متوافقة مع مستوى الاستجابة الغير مرنة المفترضة في حساب قوى الزلازل التصميمية. تستخدم المصطلحات "عادي" و "متوسط" و "خاص" لتسهيل هذا التوافق. بالنسبة لأي عنصر أو نظام أنشائي معين، تشير المصطلحات "عادي" و "متوسط" و "خاص" إلى المتطلبات المتزايدة للتفصيل والتناسب، مع توقعات زيادة سعة التشوه. من غير المتوقع أن تخضع المنشآت المخصصة لـ SDC B لحركة أرضية قوية، ولكن من المتوقع أن تشهد مستويات منخفضة من الحركة الأرضية على فترات زمنية طويلة. يوفر هذه الكود بعض المتطلبات لإطارات العزوم العادية في عمود -كمرة لتحسين سعة التشوه. قد تخضع المنشآت المخصصة لـ SDC C لحركة أرضية قوية معتدلة. يتكون نظام مقاومة القوة الزلزالية عادة من مجموعة من جدران القص العادية المصوبة في الموقع، و جدران القص المتوسطة مسبقة الصب، وإطارات العزم المتوسطة. قد يحتوي كود البناء العام أيضاً على أحكام لاستخدام أنظمة أخرى لمقاومة القوة الزلزالية في SDC. يحدد C 18.2.1.6 المتطلبات الخاصة بأي نظام يتم اختياره. قد تخضع المنشآت المخصصة لـ SDC D أو E أو F لحركة أرضية قوية. وتهدف لجنة ACI 318 إلى توفير نظام مقاومة القوة الزلزالية للمباني الخرسانية الإنشائية المخصصة لـ SDC D أو E أو F بإطارات عزم خاصة أو جدران القص الخاصة أو مزيج من الاثنين. بالإضافة إلى 18.2.2 إلى 18.2.8، هذه المنشآت مطلوبة أيضاً لتلبية متطلبات الفحص المستمر (26.13.1.4)، والاعشبة الإنشائية والجملونات (18.12)، والاساسات (18.13)، والعناصر المقاومة للحمل الراسي التي لا تصمم كجزء من نظام مقاومة الزلازل (18.14). وقد وضعت هذه الأحكام لتزويد المنشأ بسعة تشوه كافية للمتطلبات العالية المتوقعة لفئات التصميم الزلزالي. قد يسمح كود البناء العام أيضاً باستخدام إطارات العزوم المتوسطة كجزء من الأنظمة المزدوجة لبعض المباني المخصصة لـ SDC D أو E أو F. وليس من قصد لجنة ACI 318 أن توصي باستخدام إطارات عزم متوسطة كجزء من الإطار المقاوم أو الأنظمة المزدوجة في SDC D أو E أو F. قد يسمح كود البناء العام أيضاً بتصاميم بديلة أو غير قابلة للتطبيق أو مع أحكام إضافية مختلفة، استخدام أنظمة عادية أو متوسطة لمنسآت غير سكنية في أعلى فئات التصميم الزلزالي. هذه ليست التطبيقات النموذجية التي تم أخذها بعين الاعتبار في كتابة هذا الفصل، ولكن أينما استخدم مصطلح "إطار عادي أو متوسط" في إشارة إلى الخرسانة المسلحة، يتم تطبيق 18.3 أو 18.4. يلخص الجدول R18.2 قابلية تطبيق أحكام الفصل 18 حيث يتم تطبيقها عادة عند استخدام الحد الأدنى من المتطلبات في مختلف فئات التصميم الزلزالي. عند استخدام أنظمة خاصة للمنشآت في SDC B أو C، لا يشترط الاستيفاء بمتطلبات 18.14، على الرغم من أنه يجب التحقق من أن العناصر الغير معينة كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية سوف يكون مستقراً تحت الازاحات التصميمية

Table R18.2—Sections of Chapter 18 to be satisfied in typical applications[1]

الجدول - R18.2 الأقسام الخاصة بالفصل 18 الواجب استيفائها في التطبيقات النموذجية[1]

Component resisting earthquake effect, unless otherwise noted	SDC			
	A (None)	B (18.2.1.3)	C (18.2.1.4)	D, E, F (18.2.1.5)
Analysis and design requirements	None	18.2.2	18.2.2	18.2.2, 18.2.4
Materials		None	None	18.2.5 through 18.2.8
Frame members		18.3	18.4	18.6 through 18.9
Structural walls and coupling beams		None	None	18.10
Precast structural walls		None	18.5	18.5 <sup>[2]</sup> , 18.11
Diaphragms and trusses		None	18.12	18.12
Foundations		None	18.13	18.13
Frame members not designated as part of the seismic-force-resisting system		None	None	18.14
Anchors		None	18.2.3	18.2.3

[1]In addition to requirements of Chapters 1 through 17, 19 through 26, and ACI 318.2, except as modified by Chapter 18. Section 14.1.4 also applies in SDC D, E, and F. [2]As permitted by the general building code.

[1]بالإضافة إلى متطلبات الفصول من 1 إلى 17 ، ومن 19 إلى 26 ، و ACI 318.2 ، باستثناء ما تم تعديله بموجب الفصل 18. كما ينطبق القسم 14.1.4 في SDC D و E. [2] كما هو مسموح به من قبل كود البناء العام.

The proportioning and detailing requirements in Chapter 18 are based predominantly on field and laboratory experience with monolithic reinforced concrete building structures and precast concrete building structures designed and detailed to behave like monolithic building structures. Extrapolation of these requirements to other types of cast-in-place or precast concrete structures should be based on evidence provided by field experience, tests, or analysis. The acceptance criteria for moment frames given in ACI 374.1 can be used in conjunction with Chapter 18 to demonstrate that the strength, energy dissipation capacity, and deformation capacity of a proposed frame system equals or exceeds that provided by a comparable monolithic concrete system.

American ACI ITG-5.1 provides similar information for precast wall systems. The toughness requirement in 18.2.1.7 refers to the requirement to maintain structural integrity of the entire seismic-force-resisting system at lateral displacements anticipated for the maximum considered earthquake motion. Depending on the energy-dissipation characteristics of the structural system used, such displacements may be larger than for a monolithic reinforced concrete structure satisfying the prescriptive provisions of other parts of this Code.

تستند متطلبات التناسب والتفصيل في الفصل 18 في الغالب على الخبرة الميدانية والمخبرية مع هياكل المباني الخرسانية المسلحة المتجانسة وهياكل المباني الخرسانية مسبقة الصب المصممة والمفصلة على التصرف مثل هياكل المباني المتجانسة. وينبغي أن يستند التكامل الإضافي لهذه المتطلبات إلى أنواع أخرى من المنشآت الخرسانية المصبوبة في الموقع ومسبقة الصب إلى الأدلة المقدمة من التجارب الميدانية أو الاختبارات أو التحليلات. يمكن استخدام معايير القبول لإطارات العزم الواردة في ACI 374.1 بالاقتران مع الفصل 18 لإثبات أن المقاومة وقدرة تشتت الطاقة وسعة التشوه في نظام إطار مقترح تساوي أو تزيد عن تلك التي يوفرها نظام خرساني متجانسي قابل للمقارنة. يوفر ACI ITG-5.1 معلومات مماثلة لأنظمة الجدران مسبقة الصب. يشير مطلب الصلابة في 18.2.1.7 إلى شرط الحفاظ على التكامل الانشائي لنظام مقاومة القوة الزلزالية بأكمله عند الإزاحة الجانبية المتوقعة لأقصى حركة زلزالية مرصودة. تبعاً لخصائص تبديد الطاقة للنظام الانشائي المستخدم، قد تكون هذه الإزاحات أكبر من منشآت خرسانية مسلحة متجانسة تستوفي الأحكام الإلزامية للأجزاء الأخرى من هذه الكود.

## 18.2.2 Analysis and proportioning of structural members

### 18.2.2 تحليل وتناسب العناصر الانشائية

18.2.2.1 The interaction of all structural and nonstructural members that affect the linear and nonlinear response of the structure to earthquake motions shall be considered in the analysis.

18.2.2.1 يجب أن يؤخذ في الاعتبار التفاعل بين جميع العناصر الانشائية والغير انشائية التي تؤثر على الاستجابة الخطية والغير خطية للمنشأ لحركات الزلازل.

18.2.2.2 Rigid members assumed not to be a part of the seismic-force-resisting system shall be permitted provided their effect on the response of the system is considered in the structural design. Consequences of failure of structural and nonstructural members that are not a part of the seismicforce-resisting system shall be considered.

18.2.2.2 يُسمح للعناصر الجاسنة التي لا يُفترض أنها جزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية، أن يؤخذ تأثيرها على استجابة النظام في التصميم الانشائي. عواقب انهيار العناصر الانشائية والغير انشائية التي ليست جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية يجب النظر فيها.

18.2.2.3 Structural members extending below the base of structure that are required to transmit forces resulting from earthquake effects to the foundation shall comply with the requirements of Chapter 18 that are consistent with the seismic-force-resisting system above the base of structure.

18.2.2.3 يجب أن يمتلك العناصر الانشائية التي تمتد تحت قاعدة المنشأ اللازمة لإرسال القوى الناتجة عن تأثيرات الزلازل إلى الأساسات لمتطلبات الفصل 18 المناسبة مع نظام مقاومة القوة الزلزالية فوق قاعدة المنشأ.

## 18.2.3 Anchoring to concrete

### 18.2.3 التثبيت في الخرسانة

18.2.3.1 Anchors resisting earthquake-induced forces in structures assigned to SDC C, D, E, or F shall be in accordance with 17.10.

18.2.3.1 يجب أن تكون المسامير المقاومة للقوى الناتجة عن الزلازل في المنشآت المخصصة للوحدات SDC C أو D أو E أو F وفقاً لـ 17.10.

R18.2.2 Analysis and proportioning of structural members—It is assumed that the distribution of required strength to the various components of a seismic-force-resisting system will be determined from the analysis of a linearly elastic model of the system acted upon by the factored forces, as required by the general building code. If nonlinear response history analyses are to be used, base motions should be selected after a detailed study of the site conditions and local seismic history. Because the basis for earthquake-resistant design admits nonlinear response, it is necessary to investigate the stability of the seismic-force-resisting system, as well as its interaction with other structural and nonstructural members, under expected lateral displacements corresponding to maximum considered earthquake ground motion. For lateral displacement calculations, assuming all the structural members to be fully cracked is likely to lead to better estimates of the possible drift than using uncracked stiffness for all members. The analysis assumptions described in 6.6.3.1.2 and 6.6.3.1.3 may be used to estimate lateral deflections of reinforced concrete building systems. The main objective of Chapter 18 is the safety of the structure. The intent of 18.2.2.1 and 18.2.2.2 is to draw attention to the influence of nonstructural members on structural response and to hazards from falling objects. Section 18.2.2.3 serves as an alert that the base of structure as defined in analysis may not necessarily correspond to the foundation or ground level. Details of columns and walls extending below the base of structure to the foundation are required to be consistent with those above the base of structure. In selecting member sizes for earthquake-resistant structures, it is important to consider constructibility problems related to congestion of reinforcement. The design should be such that all reinforcement can be assembled and placed in the proper location and that concrete can be cast and consolidated properly. Using the upper limits of permitted reinforcement ratios may lead to construction problems.



**R18.2.2** تحليل العناصر الإنشائية وتناسيها - من المفترض أن يتم تحديد توزيع المقاومة المطلوبة للعديد من مكونات نظام مقاومة القوة الزلزالية من تحليل نموذج مرن خطي للنظام الذي تعمل عليه القوى المصدرة ، كما هو مطلوب من كود البناء العام. إذا كان من المقرر استخدام تحليلات التاريخ الغير خطية ، فيجب اختيار الافتراضات الأساسية بعد دراسة مفصلة لحالات الموقع والتاريخ الزلزالي المحلي. نظرًا لأن أساس التصميم المقاوم للقوى الزلزالية يعترف بالاستجابة الغير خطية ، فمن الضروري التحقق من استقرار نظام مقاومة القوة الزلزالية ، بالإضافة إلى تفاعله مع العناصر الإنشائية والغير إنشائية الأخرى ، في ظل حالات الإزاحة الجانبية المتوقعة التي تقابل الحد الأقصى للزلازل المرصودة. بالنسبة لحسابات الإزاحة الجانبية ، من المحتمل أن يؤدي افتراض أن جميع العناصر الإنشائية إلى التشقق الكامل إلى تقديرات أفضل للإزاحة المحتملة من استخدام جساءة غير متشقة لجميع العناصر . يمكن استخدام افتراضات التحليل الموصوفة في **6.6.3.1.2** و **6.6.3.1.3** لتقدير الإزاحات الجانبية لأنظمة المباني الخرسانية المسلحة. الهدف الرئيسي للفصل 18 هو سلامة المنشأ. القصد من 18.2.2.1 و 18.2.2.2 هو لفت الانتباه إلى تأثير العناصر الغير أنشائية على الاستجابة الإنشائية والمخاطر الناجمة عن الأجسام المتساقطة. يعمل القسم 18.2.2.3 بمثابة تنبيه بأن قاعدة المنشأ كما تم تعريفها في التحليل قد لا تتوافق بالضرورة مع الأساس أو مستوى الأرض. يجب أن تكون تفاصيل الأعمدة والجدران التي تمتد أسفل قاعدة المنشأ إلى الأساس متوافقة مع تلك الموجودة فوق قاعدة المنشأ. عند اختيار أحجام العناصر للهياكل المقاومة للقوة الزلزالية ، من المهم النظر في مشاكل البناء المتعلقة بتكثيف التسليح. يجب أن يكون التصميم بحيث يمكن تجميع كل التسليح ووضعه في الموقع الصحيح ويمكن صب الخرسانة وتوحيدها بشكل صحيح. استخدام اعلى الحدود لنسب التسليح المسموح بها قد يؤدي إلى مشاكل في البناء.

#### 18.2.4 Strength reduction factors

##### 18.2.4 معاملات تخفيض المقاومة

18.2.4.1 Strength reduction factors shall be in accordance with Chapter 21.

**18.2.4.1** يجب أن تكون معاملات تخفيض المقاومة وفقاً للفصل 21.

18.2.5 Concrete in special moment frames and special structural walls

##### 18.2.5 الخرسانة في إطارات العزوم الخاصة وجدران القص الخاصة

18.2.5.1 Specified compressive strength of concrete in special moment frames and special structural walls shall be in accordance with the special seismic systems requirements of Table 19.2.1.1.

**18.2.5.1** تحدد مقاومة الخرسانة للضغط لإطارات العزوم الخاصة وجدران القص الخاصة وفقاً للمتطلبات الخاصة للأنظمة الزلزالية في الجدول 19.2.1.1.

#### R18.2.4 Strength reduction factors

##### R18.2.4 معاملات تخفيض المقاومة

**R18.2.4.1** Chapter 21 contains strength reduction factors for all members, joints, and connections of earthquake-resistant structures, including specific provisions in 21.2.4 for buildings that use special moment frames, special structural walls, and intermediate precast walls.

**R18.2.4.2.1** يحتوي الفصل 21 على معاملات تخفيض المقاومة لجميع العناصر والمفاصل والوصلات للمنشآت المقاومة للقوة الزلزالية ، بما في ذلك أحكام محددة في 21.2.4 للمباني التي تستخدم إطارات عزم خاصة ، و جدران القص خاصة ، وجدران مسبقة الصب.

**R18.2.5** Concrete in special moment frames and special structural walls—Requirements of this section refer to concrete quality in frames and walls that resist earthquake-induced forces. The maximum specified compressive strength of lightweight concrete to be used in structural design calculations is limited to 35 MPa, primarily because of paucity of experimental and field data on the behavior of members made with lightweight concrete subjected to displacement reversals in the nonlinear range. If convincing evidence is developed for a specific application, the limit on maximum specified compressive strength of lightweight concrete may be increased to a level justified by the evidence.

**R18.2.5** الخرسانة في إطارات العزوم الخاصة وجدران القص الخاصة - تشير متطلبات هذا القسم إلى جودة الخرسانة في الإطارات والجدران التي تقاوم قوى الزلازل. الحد الأقصى لمقاومة الضغط المحددة للخرسانة خفيفة الوزن التي سيتم استخدامها في حسابات التصميم الإنشائي يقتصر 35 MPa ، ويرجع ذلك أساساً إلى ندرة البيانات التجريبية والميدانية حول سلوك العناصر المصنوعة من الخرسانة خفيفة الوزن المعرضة لانعكاسات الإزاحة في المدى الغير خطي . إذا تم تثبيت أدلة مقنعة لتطبيق معين ، يمكن زيادة الحد الأقصى لمقاومة الضغط المحددة للخرسانة خفيفة الوزن إلى مستوى يبرره الدليل.

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

**18.2.6** Reinforcement in special moment frames and special structural walls

**18.2.6** التسليح في إطارات العزوم الخاصة وجدران القص الخاصة

18.2.6.1 Reinforcement in special moment frames and special structural walls shall be in accordance with the special seismic systems requirements of **20.2.2**.

**18.2.6.1** يجب أن يكون التسليح في إطارات العزوم الخاصة وجدران القص الخاصة متوافقاً مع متطلبات الأنظمة الزلزالية الخاصة المعمول بها في **20.2.2**

**R18.2.6** Reinforcement in special moment frames and special structural walls

**R18.2.6** التسليح في إطارات العزوم الخاصة وجدران القص الخاصة

**R18.2.6.1** Nonprestressed reinforcement for seismic systems is required to meet **20.2.2.4** and **20.2.2.5**. Starting with ACI 318-19, **ASTM A706** Grades 550 and 690 reinforcement is permitted to resist moments, axial, and shear forces in special structural walls and all components of special structural walls, including coupling beams and wall piers. **ASTM A706** Grade 550 reinforcement is also permitted in special moment frames. Results of tests and analytical studies presented in **NIST (2014)** and **Sokoli and Ghannoum (2016)** indicate that properly detailed beams and columns of special moment frames with **ASTM A706** Grade 550 reinforcement exhibit strength and deformation capacities similar to those of members reinforced with Grade 420 reinforcement. The use of Grade 690 reinforcement is not allowed in special moment frames because there is insufficient data to demonstrate satisfactory seismic performance. To allow the use of **ASTM A706** Grades 550 and 690 reinforcement, the 2019 Code includes limits for spacing of transverse reinforcement to provide adequate longitudinal bar support to control longitudinal bar buckling. In special moment frames, the use of Grade 550 reinforcement requires increased joint depths to prevent excessive slip of beam bars passing through beam-column joints (18.8.2.3). The requirement for a tensile strength greater than the yield strength of the reinforcement (20.2.2.5, Table 20.2.1.3(b)) is based on the assumption that the capability of a structural member to develop inelastic rotation capacity is a function of the length of the yield region along the axis of the member. In interpreting experimental results, the length of the yield region has been related to the relative magnitudes of nominal and yield moments (**ACI 352R**). According to this interpretation, the greater the ratio of nominal to yield moment, the longer the yield region. Chapter 20 requires that the ratio of actual tensile strength to actual yield strength be at least 1.25 for **ASTM A615** Grade 420. The restrictions on the value of  $f_{tr}$  apply to all types of transverse reinforcement, including spirals, circular hoops, rectilinear hoops, and crossties. Research results (**Budek et al. 2002; Muguruma and Watanabe 1990; Sugano et al. 1990**) indicate that higher yield strengths can be used effectively as confinement reinforcement as specified in 18.7.5.4. The increases to 550 and 690 MPa for shear design of some special seismic system members is based on research indicating the design shear strength can be developed (**Wallace 1998; Aoyama 2001; Budek et al. 2002; Sokoli and Ghannoum 2016; Cheng et al. 2016; Huq et al. 2018; WeberKamin et al. 2019**). The 420 MPa restriction on the value of  $f_{tr}$  for deformed bar in **20.2.2.4** for calculating nominal shear strength is intended to limit the width of shear cracks at service-level loads. Service-level cracking is not a concern in members of the seismic-force-resisting system subjected to design-level earthquake forces.



**18.2.6.1 R18.2.6.1** التسليح الغير مسبِق الاجهاد للأنظمة الزلزالية مطلوب لتلبية **20.2.2.4 و 20.2.2.5**. بدءاً من **ACI 318-19** ، يُسمح بتسليح **ASTM A706** من الدرجات **550 و 690** لمقاومة القوى المحورية ، وقوى القص ، والعزوم في جدران القص الخاصة وجميع مكونات الجدران الانشائية الخاصة ، بما في ذلك الكمرات المزدوجة وركائز الجدار. يُسمح أيضاً بتسليح **ASTM A706 Grade 550** في إطارات العزم الخاصة. تشير نتائج الاختبارات والدراسات التحليلية المقدمة في **(NIST 2014)** و **Sokoli** و **Ghannoum (2016)** إلى أن الكمرات والأعمدة المفصلة بشكل صحيح لإطارات العزم الخاصة مع تسليح من الدرجة **ASTM A706 550** تظهر مقاومة وقدرات تشوه مماثلة لتلك العناصر المسلحة من الدرجة **420**. لا يُسمح باستخدام تسليح من الدرجة **690** في إطارات العزم الخاصة نظراً لوجود بيانات غير كافية لإثبات الأداء الزلزالي المرضي. للسماح باستخدام التسليح **ASTM A706** من الدرجات **550 و 690** ، يتضمن كود **2019** حدوداً للتباين بين التسليح العرضي لتوفير دعم كافٍ للأسياخ الطولية للتحكم في انبعاج الأسياخ الطولية. في إطارات العزم الخاصة ، يتطلب استخدام تسليح من الدرجة **550** زيادة عمق المفاصل لمنع الانزلاق الزائد لأسياخ الكمرات التي تمر عبر وصلات كمرات عمود **(18.8.2.3)**. تعتمد متطلبات مقاومة الشد أكبر من مقاومة الخضوع للتسليح **(20.2.2.5)** ، الجدول **20.2.1.3 (ب)** على افتراض أن قدرة العنصر الانشائي على تطوير قدرة الدوران الغير مرن هي دالة للطول لمنطقة الخضوع على طول محور العنصر. في تفسير النتائج التجريبية ، تم ربط طول منطقة الخضوع بالمقادير النسبية الاسمية لعزوم الخضوع **(ACI 352R)**. وفقاً لهذا التفسير ، كلما زادت نسبة القيمة الاسمية إلى لعزم الخضوع ، زادت منطقة الخضوع. يتطلب الفصل **20** أن تكون نسبة مقاومة الشد الفعلية إلى مقاومة الخضوع الفعلية **1.25** على الأقل لـ **ASTM A615** الدرجة **420**. تنطبق القيود على قيمة **fy** على جميع أنواع التسليح العرضي ، بما في ذلك الكانات الحزونية والأطواق الدائرية والأطواق المستقيمة والكانات المتقاطعة. تشير نتائج البحث **(Budek et al. 2002)** ؛ **Muguruma** ؛ **and Sugano et al. 1990** ؛ **Watanabe 1990** إلى أنه يمكن استخدام أعلى مقاومة للخضوع بشكل فعال كتسليح للحصر كما هو محدد في **18.7.5.4**. تستند الزيادات إلى **550 و 690** ميغا باسكال لتصميم القص لبعض عناصر النظام الزلزالي الخاص على البحث الذي يشير إلى أنه يمكن تطوير مقاومة القص التصميمية (والاس **1998** ؛ أوياما **2001** ؛ بوديك وآخرون **2002** ؛ سوكونلي وغانوم **2016** ؛ تشنغ وآخرون **2016** ؛ **Huq** وآخرون **2018** ؛ **WeberKamin** وآخرون **2019**). الغرض من تقييد **420** ميغا باسكال على قيمة **fy** للتسليح المحلزن **20.2.2.4** لحساب مقاومة القص الاسمية هو الحد من عرض شقوق القص عند الاحمال في مستوى الخدمة. لا يعد التشقق عفيلى مستوى الخدمة مصدر قلق لعناصر نظام مقاومة القوة الزلزالية المعرضة لقوى الزلازل على مستوى التصميم.

### 18.2.7 Mechanical splices in special moment frames and special structural walls

#### 18.2.7 التوصيلات الميكانيكية في إطارات العزوم الخاصة وجدران القص الخاصة

18.2.7.1 Mechanical splices shall be classified as (a) or (b):  
(a) Type 1 – Mechanical splice conforming to 25.5.7  
(b) Type 2 – Mechanical splice conforming to 25.5.7 and capable of developing the specified tensile strength of the spliced bars

18.2.7.1 تصنف التوصيلات الميكانيكية على أنها (أ) أو (ب):  
(أ) النوع 1 - توصيلة ميكانيكية تتوافق مع 25.5.7  
(ب) النوع 2 - توصيلة ميكانيكية يتطابق مع 25.5.7 وقادر على تثبيت مقاومة الشد المحددة للأسياخ الموصلة

18.2.7.2 Except for Type 2 mechanical splices on Grade 420 reinforcement, mechanical splices shall not be located within a distance equal to twice the member depth from the column or beam face for special moment frames or from critical sections where yielding of the reinforcement is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the linear range of behavior. Type 2 mechanical splices on Grade 420 reinforcement shall be permitted at any location, except as noted in 18.9.2.1(c).

18.2.7.2 باستثناء التوصيلات الميكانيكية من النوع 2 على التسليح من الدرجة 420 ، يجب ألا تقع التوصيلات الميكانيكية على مسافة تساوي ضعف عمق العنصر من العمود أو وجه الكمرات لإطارات العزوم الخاصة أو من المقاطع الحرجة التي يُرجح فيها خضوع التسليح تحدث نتيجة الإزاحة الجانبية خارج مدى السلوك الخطي. يسمح بالتوصيلات الميكانيكية من النوع 2 على التسليح من الدرجة 420 في أي مكان ، باستثناء ما هو مذكور في 18.9.2.1 (ج).

R18.2.7 Mechanical splices in special moment frames and special structural walls—In a structure undergoing inelastic deformations during an earthquake, the tensile stresses in reinforcement may approach the tensile strength of the reinforcement. The requirements for Type 2 mechanical splices are intended to avoid a splice failure when the reinforcement is subjected to expected stress levels in yielding regions. Type 1 mechanical splices are not required to satisfy the more stringent requirements for Type 2 mechanical splices, and may not be capable of resisting the stress levels expected in yielding regions. The locations of Type 1 mechanical splices are restricted because tensile stresses in reinforcement in yielding regions can exceed the strength requirements of 25.5.7. The restriction on Type 1 mechanical splices applies to all reinforcement resisting earthquake effects, including transverse reinforcement. Recommended detailing practice would preclude the use of splices in regions of potential yielding in members resisting earthquake effects. If use of mechanical splices in regions of potential yielding cannot be avoided, there should be documentation on the actual strength characteristics of the bars to be spliced, on the force-deformation characteristics of the spliced bar, and on the ability of the Type 2 mechanical splice to be used to meet the specified performance requirements. Although mechanical splices as defined by 18.2.7 need not be staggered, staggering is encouraged and may be necessary for constructibility or provide enough space around the splice for installation or to meet the clear spacing requirements.

R18.2.7 التوصيلات الميكانيكية في إطارات العزوم الخاصة و جدران القص الخاصة - في منشأ يخضع للتشوهات الغير مرنة خلال الزلزال ، قد تقترب إجهادات الشد في التسليح من مقاومة الشد للتسليح. تهدف المتطلبات للتوصيلات الميكانيكية من النمط 2 إلى تجنب انهيار التوصيل عندما يتعرض التسليح لمستويات الإجهاد المتوقعة في المناطق ذات الخضوع. لا يلزم إجراء عمليات التوصيلات الميكانيكية من النمط 1 لتلبية المتطلبات الأكثر صرامة للتوصيلات الميكانيكية من النمط 2 ، وقد لا تكون قادرة على مقاومة مستويات الشد المتوقعة في المناطق التي تنتجها. مواقع التوصيلات الميكانيكية من النمط 1 مقيدة لأن إجهاد الشد في التسليح في المناطق ذات الخضوع يمكن أن يتجاوز متطلبات مقاومة 25.5.7. ينطبق القيد على التوصيلات الميكانيكية من النوع 1 على جميع التسليح المقاوم للتأثيرات الزلزالية، بما في ذلك التسليح العرضي. من شأن التطبيقات التفصيلية الموصى بها أن تمنع استخدام التوصيلات في مناطق ذات خضوع محتملة لدى العناصر التي تقاوم التأثيرات الزلزالية. إذا كان لا يمكن تجنب استخدام التوصيلات الميكانيكية في مناطق الخضوع المحتمل، يجب أن يكون هناك توثيق على خصائص المقاومة الفعلية للأسياخ المراد توصيلها، على خصائص تشوه القوة في أسياخ التوصيل ، وعلى قدرة النوع الثاني من التوصيل لاستخدامه لتلبية متطلبات الأداء المحددة. على الرغم من أن التوصيلات الميكانيكية كما تم تعريفه في 18.2.7 لا يلزم أن يتم تدرجه، إلا أنه يتم تشجيع التدرج وقد يكون ضروريًا للبناء أو توفير مساحة كافية حول الوصلة للتثبيت أو لتلبية متطلبات المسافة الصافية.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**18.2.8** Welded splices in special moment frames and special structural walls

**R18.2.8** Welded splices in special moment frames and special structural walls

**18.2.8** التوصيلات الملحومة في إطارات العزوم الخاصة وجدران القص الخاصة

**R18.2.8** التوصيلات الملحومة في إطارات العزوم الخاصة و جدران القص الخاصة

**18.2.8.1** Welded splices in reinforcement resisting earthquake-induced forces shall conform to 25.5.7 and shall not be located within a distance equal to twice the member depth from the column or beam face for special moment frames or from critical sections where yielding of the reinforcement is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the linear range of behavior.

**R18.2.8.1** Welding of reinforcement should be in accordance with AWS D1.4 as required in Chapter 26. The locations of welded splices are restricted because reinforcement tension stresses in yielding regions can exceed the strength requirements of 25.5.7. The restriction on welded splices applies to all reinforcement resisting earthquake effects, including transverse reinforcement.

**18.2.8.1** يجب أن تتطابق التوصيلات الملحومة في تسليح مقاومة القوة الزلزالية إلى 25.5.7 ولا يجب أن تكون ضمن مسافة مساوية لضعف عمق العنصر من العمود أو وجه الكمرات لإطارات عزوم خاصة أو من المقاطع الحرجة حيث من المرجح أن يحدث الخضوع للتسليح نتيجة للأزاحة الجانبية خارج مدى السلوك الخطي.

**R18.2.8.1** يجب أن يكون التلحيم في التسليح مطابقاً لمعيار AWS D1.4 كما هو مطلوب في الفصل 26. إن مواقع التوصيلات الملحومة مقيدة لأن إجهادات الشد في التسليح في مناطق الخضوع يمكن أن يتعدى متطلبات المقاومة 25.5.7. تنطبق القيود المفروضة على التوصيلات الملحومة على جميع التسليح المقاوم للتأثيرات الزلزالية ، بما في ذلك التسليح العرضي.

**18.2.8.2** Welding of stirrups, ties, inserts, or other similar elements to longitudinal reinforcement required by design shall not be permitted.

**R18.2.8.2** Welding of crossing reinforcing bars can lead to local embrittlement of the steel. If welding of crossing bars is used to facilitate fabrication or placement of reinforcement, it should be done only on bars added for such purposes. The prohibition of welding crossing reinforcing bars does not apply to bars that are welded with welding operations under continuous, competent control, as in the manufacture of welded-wire reinforcement.

**18.2.8.2** لا يُسمح بلحام الكانات أو الشدادات أو الإدخالات أو العناصر المماثلة الأخرى إلى التسليح الطولي الذي يتطلبه التصميم.

**R18.2.8.2** يمكن أن يؤدي لحام اسياخ التسليح المتقاطعة إلى التقصف المحلي للحديد. إذا استخدم لحام الاسياخ المتقاطعة لتسهيل التصنيع أو وضع التسليح ، فيجب أن يتم فقط على الاسياخ المضافة لهذه الأغراض. لا ينطبق الحظر المفروض على لحام اسياخ التسليح المتقاطعة على اسياخ ملحومة بعمليات لحام تحت سيطرة مستمرة وذات كفاءة، كما هو الحال في تصنيع تسليح الأسلاك الملحومة.

## 18.3—Ordinary moment frames

### 18.3 - إطارات العزوم العادية

#### 18.3.1 Scope

##### 18.3.1 المجال

**18.3.1.1** This section shall apply to ordinary moment frames forming part of the seismic-force-resisting system.

**18.3.1.1** ينطبق هذا القسم على أطارات العزوم العادية التي تشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية.

**18.3.2** Beams shall have at least two continuous bars at both top and bottom faces. Continuous bottom bars shall have area not less than one-fourth the maximum area of bottom bars along the span. These bars shall be anchored to develop  $f_y$  in tension at the face of support.

**18.3.2** يجب أن تحتوي الكمرات على سيخين مستمرين على الأقل في الوجهين العلوي والسفلي. يجب أن تكون للأسياخ السفلية المستمرة مساحة لا تقل عن ربع المساحة القصوى للأسياخ السفلية على طول البحر. يجب أن تثبت هذه الأسياخ لتتطور  $f_y$  في الشد عند وجه الركيزة.

## R18.3—Ordinary moment frames

This section applies only to ordinary moment frames assigned to SDC B. The provisions for beam reinforcement are intended to improve continuity in the framing members and thereby improve lateral force resistance and structural integrity; these provisions do not apply to slab-column moment frames. The provisions for columns are intended to provide additional capacity to resist shear for columns with proportions that would otherwise make them more susceptible to shear failure under earthquake loading.

### R18.3 - إطارات العزوم العادية

لا ينطبق هذا القسم إلا على إطارات العزوم العادية المخصصة للوحدات SDC B. الغرض من احكام تسليح الكمرات هو تحسين الاستمرارية في عناصر الإطار وبالتالي تحسين مقاومة القوة الجانبية والسلامة الإنشائية؛ لا تنطبق هذه الأحكام على إطارات عزم بلاطة - عمود. الغرض من الأحكام الخاصة بالأعمدة هو توفير قدرة إضافية لمقاومة القص للأعمدة ذات النسب التي تجعلها أكثر عرضة للانهيار في القص تحت تحميل الزلازل.

18.3.3 Columns having unsupported length  $\ell_u \leq 5c_1$  shall have  $\phi V_n$  at least the lesser of (a) and (b):

(a) The shear associated with development of nominal moment strengths of the column at each restrained end of the unsupported length due to reverse curvature bending. Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the highest flexural strength

(b) The maximum shear obtained from design load combinations that include E, with  $\Omega_o E$  substituted for E.

18.3.3 يجب أن يكون للأعمدة التي لها طول غير مدعوم  $\ell_u \leq 5c_1$  على الأقل  $\phi V_n$  أقل من (أ) و (ب):

(أ) القص المرتبط بتثبيت مقاومة العزم الاسمية للعمود عند كل طرف مقيد من الطول الغير مدعم بسبب الانحناء العكسي. يتم حساب مقاومة الانحناء للعمود للقوة المحورية المصعدة، بما يتوافق مع اتجاه القوى الجانبية التي يتم النظر فيها، مما ينتج عنه أعلى مقاومة للانحناء

(ب) الحد الأقصى للقص الذي تم الحصول عليه من تراكيب الاحمال التصميمية التي تتضمن E ، مع استبدال  $\Omega_o E$  لـ E .

18.3.4 Beam-column joints shall satisfy Chapter 15 with joint shear  $V_u$  calculated on a plane at mid-height of the joint using tensile and compressive beam forces and column shear consistent with beam nominal moment strengths  $M_n$ .

18.3.4 يجب أن تفي مفاصل كمر - عمود بالفصل 15 مع القص للمفصل  $V_u$  المحسوب على مستوى في منتصف ارتفاع المفصل باستخدام قوى الشد والضغط للكمرة والقص للعمود بما يتفق مع مقاومة العزم الاسمية للكمرة  $M_n$ .

#### 18.4—Intermediate moment frames

##### 18.4 - إطارات العزوم المتوسطة

##### 18.4.1 Scope

##### 18.4.1 المجال

18.4.1.1 This section shall apply to intermediate moment frames including two-way slabs without beams forming part of the seismic-force-resisting system.

18.4.1.1 ينطبق هذا القسم على إطارات العزوم المتوسطة بما في ذلك البلاطات ذات الاتجاهين بدون كمرات التي تشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية.

#### R18.4—Intermediate moment frames

The objective of the requirements in 18.4.2.3 and 18.4.3.1 is to reduce the risk of failure in shear in beams and columns during an earthquake. Two options are provided to determine the factored shear force.

##### R18.4 - إطارات العزوم المتوسطة

الهدف من المتطلبات في 18.4.2.3 و 18.4.3.1 هو تقليل خطر الانهيار في القص في الكمرات والأعمدة أثناء حدوث زلزال. يتم توفير خيارين لتحديد قوة القص المصعدة.

## 18.4.2 Beams

## 18.4.2 الكمرات

18.4.2.1 Beams shall have at least two continuous bars at both top and bottom faces. Continuous bottom bars shall have area not less than one-fourth the maximum area of bottom bars along the span. These bars shall be anchored to develop fy in tension at the face of support.

18.4.2.1 يجب أن تحتوي الكمرات على سيخين متواصلين على الأقل في الوجهين العلوي والسفلي. يجب أن يكون للأسياخ السفلية المستمرة مساحة لا تقل عن ربع المساحة القصوى للأسياخ السفلية على طول البحر. يجب أن تثبت هذه الأسياخ لتتطور fy في الشد عند وجه الركيزة.

18.4.2.2 The positive moment strength at the face of the joint shall be at least one-third the negative moment strength provided at that face of the joint. Neither the negative nor the positive moment strength at any section along the length of the beam shall be less than one-fifth the maximum moment strength provided at the face of either joint.

18.4.2.2 يجب أن تكون مقاومة العزم الموجب في وجه المفصل على الأقل ثلث مقاومة العزم السالب التي تظهر على وجه المفصل. لا يجب أن تكون مقاومة العزم الموجب والسالب في أي مقطع بطول الكمر أقل من خمس مقاومة أقصى عزم عند وجه أي من المفصل.

**R18.4.2** Beams—According to 18.4.2.3(a), the factored shear force is determined from a free-body diagram obtained by cutting through the beam ends, with end moments assumed equal to the nominal moment strengths acting in reverse curvature bending, both clockwise and counterclockwise. Figure R18.4.2 demonstrates only one of the two options that are to be considered for every beam. To determine the maximum beam shear, it is assumed that its nominal moment strengths ( $\phi = 1.0$  for moment) are developed simultaneously at both ends of its clear span. As indicated in Fig. R18.4.2, the shear associated with this condition  $[(Mn\ell + Mnr)/\ell n]$  is added algebraically to the shear due to the factored gravity loads to obtain the design shear for the beam. For the example shown, both the dead load  $wD$  and the live load  $wL$  have been assumed to be uniformly distributed. Effects of  $E$  acting vertically are to be included if required by the general building code. Provision 18.4.2.3(b) bases  $V_u$  on the load combination including the earthquake effect  $E$ , which should be doubled. For example, the load combination defined by Eq. (5.3.1.e) would be

$$U = 1.2D + 2.0E + 1.0L + 0.2S$$

where  $E$  is the value specified by the general building code. The factor of 1.0 applied to  $L$  is allowed to be reduced to 0.5 in accordance with 5.3.3. Transverse reinforcement at the ends of the beam is required to be hoops. In most cases, transverse reinforcement required by 18.4.2.3 for the design shear force will be more than those required by 18.4.2.4. Beams may be subjected to axial compressive force due to prestressing or applied loads. The additional requirements in 18.4.2.6 are intended to provide lateral support for beam longitudinal reinforcement.

**R18.4.2** الكمرات ، وفقاً لـ 18.4.2.3 (أ)، يتم تحديد مقاومة القص من مخطط الجسم الحر التي تم الحصول عليها من خلال قطع نهايات الكمر ، مع عزوم النهاية يفترض تساوي مقاومة العزم الاسمية تعمل في انحناء عكسي الانحناء ، سواء في اتجاه عقارب الساعة وعكس اتجاه عقارب الساعة. يوضح الشكل R18.4.2 واحداً فقط من الخيارين التي سينظر فيهما لكل كمر. لتحديد أقصى قص للكمر ، يفترض أن مقاومة العزم الاسمية ( $\phi = 1.0$ ) للعزم (يتم تطويرها في وقت واحد على طرفي بحرهما الصافي. كما هو موضح في الشكل R.4.4.2 ، يضاف القص المرتبط بهذه الشرط  $[(Mn\ell + Mnr) / \ell n]$  جبرياً إلى القص بسبب الاحمال الراسية المصعدة للحصول على القص التصميمي للكمر. بالنسبة للمثال الموضح ، فقد تم توزيع كل من  $wD$  الحمل الميت والحمل الحي  $wL$  موزعة بشكل منتظم. آثار  $E$  التي تعمل راسياً يتم تضمينها إذا تطلب الأمر من قبل كود البناء العام. الحكم 18.4.2.3 (ب) قواعد  $V_u$  على تركيبة الحمولة بما في ذلك تأثير الزلزال  $E$  ، الذي ينبغي مضاعفته. على سبيل المثال ، تركيبة الحمل المحددة بواسطة Eq. (5.3.1.e) سيكون

$$U = 1.2D + 2.0E + 1.0L + 0.2S$$

حيث  $E$  هي القيمة المحددة بواسطة كود البناء العام. يُسمح بتخفيض معامل 1.0 المطبق على  $L$  إلى 0.5 وفقاً لـ 5.3.3. مطلوب التسليح العرضي في نهايات الكمر لتكون الأطواق. في معظم الحالات ، يكون التسليح العرضي المطلوب بـ 18.4.2.3 لقوة القص التصميمية أكثر من المطلوب في 18.4.2.4. قد تخضع الكمر لقوة ضغط محورية بسبب الإجهاد المسبق أو الاحمال المطبقة. الغرض من المتطلبات الإضافية في 18.4.2.6 هو توفير الدعم الجانبي للتسليح الطولي للكمر.



18.4.2.3  $\phi V_n$  shall be at least the lesser of (a) and (b):

(a) The sum of the shear associated with development of nominal moment strengths of the beam at each restrained end of the clear span due to reverse curvature bending and the shear calculated for factored gravity loads

(b) The maximum shear obtained from design load combinations that include E, with E taken as twice that prescribed by the general building code

18.4.2.3 يجب أن يكون  $\phi V_n$  على الأقل أقل من (أ) و (ب):  
(أ) مجموع القص المرتبط بتطوير مقاومة العزم الاسمية للكمرة عند كل نهاية مقيدة من البحر الصافي بسبب الانحناء العكسي والقص المحسوب للأحمال الرأسية المصعدة  
(ب) الحد الأقصى للقص الذي تم الحصول عليه من تراكيب الاحمال التصميمية التي تشتمل على E ، بحيث يكون E مأخوذاً مرتين كما هو موضح في كود البناء العام

18.4.2.4 At both ends of the beam, hoops shall be provided over a length of at least  $2h$  measured from the face of the supporting member toward midspan. The first hoop shall be located not more than 50 mm. from the face of the supporting member. Spacing of hoops shall not exceed the smallest of (a) through (d):

- $d/4$
- Eight times the diameter of the smallest longitudinal bar enclosed
- 24 times the diameter of the hoop bar
- 300 mm

18.4.2.4 في طرفي الكمرة ، يتم توفير الكانات على طول لا يقل عن  $2h$  تقاس من وجه العنصر الداعم نحو منتصف البحر. يجب أن يكون موقع الكانة الأولى لا يزيد عن 50 mm من وجه العنصر الداعم. يجب ألا تتجاوز المسافات بين الكانات أصغر من (أ) خلال (د):

- $d/4$
- ثمانية أضعاف قطر أصغر سيخ طولي مغلق
- 24 مرة قطر سيخ الطوق (الكانة)
- 300 mm

18.4.2.5 Transverse reinforcement spacing shall not exceed  $d/2$  throughout the length of the beam.

18.4.2.5 يجب ألا يتجاوز التباعد بين التسليح العرضي  $d/2$  خلال طول الكمرة.

18.4.2.6 In beams having factored axial compressive force exceeding  $A_g f_c / 10$ , transverse reinforcement required by 18.4.2.5 shall conform to 25.7.2.2 and either 25.7.2.3 or 25.7.2.4.

18.4.2.6 في الكمرات التي لها قوة ضغط محورية مصعدة تتجاوز  $A_g f_c / 10$  ، يجب أن يتوافق التسليح العرضي المطلوب بموجب 18.4.2.5 مع 25.7.2.2 و 25.7.2.3 أو 25.7.2.4.

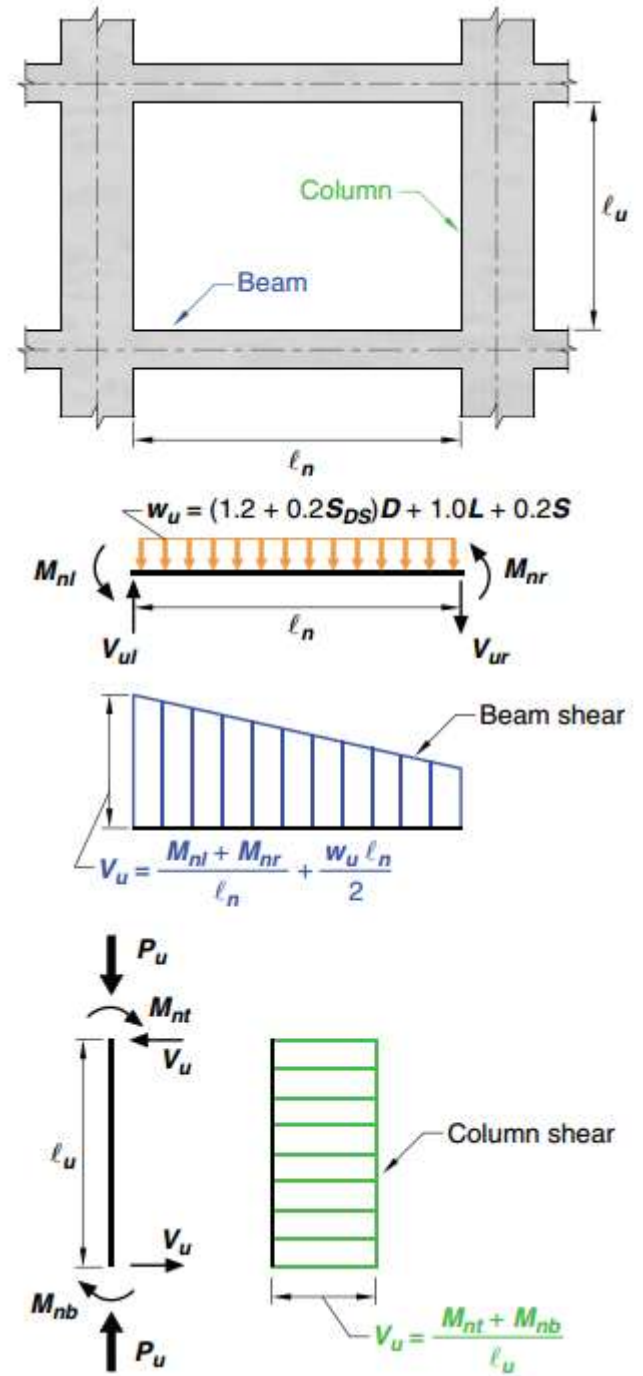


Fig. R18.4.2—Design shears for intermediate moment frames.

الشكل - R18.4.2. تصميم القص لإطارات العزوم المتوسطة.



### 18.4.3 Columns

#### 18.4.3 الأعمدة

18.4.3.1  $\phi V_n$  shall be at least the lesser of (a) and (b):  
(a) The shear associated with development of nominal moment strengths of the column at each restrained end of the unsupported length due to reverse curvature bending. Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the highest flexural strength (b) The maximum shear obtained from factored load combinations that include E, with  $\Omega_o E$  substituted for E

**18.4.3.1 يجب أن يكون  $\phi V_n$  على الأقل أقل من (أ) و (ب):**  
(أ) القص المرتبط بتطوير مقاومة العزم الاسمية للعمود عند كل طرف مقيد من الطول الغير مدعم بسبب الانحناء العكسي. يتم حساب مقاومة الانحناء للعمود للقوة المحورية المصعدة، بما يتماشى مع اتجاه القوى الجانبية التي يتم النظر فيها، مما ينتج عنه أعلى مقاومة انحناء (ب) أقصى قص الذي تم الحصول عليه والذي تم الحصول عليه من تراكيب الاحمال المصعدة التي تشمل E، مع استبدال  $\Omega_o E$  بـ E

18.4.3.2 Columns shall be spirally reinforced in accordance with Chapter 10 or shall be in accordance with 18.4.3.3 through 18.4.3.5. Provision 18.4.3.6 shall apply to all columns supporting discontinuous stiff members.

**18.4.3.2 يجب أن تكون الأعمدة المسلحة حلزونياً وفقاً للفصل 10 أو تكون وفقاً لـ 18.4.3.3 حتى 18.4.3.5. يسري الحكم 18.4.3.6 على جميع الأعمدة التي تدعم العناصر الجاسنة الغير مستمرة.**

18.4.3.3 At both ends of the column, hoops shall be provided at spacing so over a length  $\ell_o$  measured from the joint face. Spacing so shall not exceed the smallest of (a) through (d):

- (a) 8 times the diameter of the smallest longitudinal bar enclosed
  - (b) 24 times the diameter of the hoop bar
  - (c) One-half of the smallest cross-sectional dimension of the column
  - (d) 300 mm.
- Length  $\ell_o$  shall not be less than the greatest of (e), (f), and (g):  
(e) One-sixth of the clear span of the column  
(f) Maximum cross-sectional dimension of the column  
(g) 450 mm.

**18.4.3.3 في طرفي العمود، يتم توفير الكانات على مسافات بحيث يتم  $\ell_o$  قياس طولها من وجه المفصل. يجب ألا يزيد التباعد عن الأصغر من (أ) إلى (د):**

- (أ) 8 أضعاف قطر أصغر سيخ طولي مغلق
  - (ب) 24 مرة قطر سيخ الطوق (الكانة)
  - (ج) نصف أصغر بعد للمقطع العرضي للعمود
  - (د) 300 mm
- يجب ألا يقل الطول " $\ell_o$ " عن (e) و (f) و (g):  
(هـ) سدس المسافة الصافية للعمود  
(و) أقصى بعد للمقطع العرضي للعمود  
(ز) 450 mm

R18.4.3 Columns—According to 18.4.3.1(a), the factored shear force is determined from a free-body diagram obtained by cutting through the column ends, with end moments assumed equal to the nominal moment strengths acting in reverse curvature bending, both clockwise and counterclockwise. Figure R18.4.2 demonstrates only one of the two options that are to be considered for every column. The factored axial force  $P_u$  should be chosen to develop the largest moment strength of the column within the range of design axial forces. Provision 18.4.3.1(b) for columns is similar to 18.4.2.3(b) for beams except it bases  $V_u$  on load combinations including the earthquake effect E, with E increased by the overstrength factor  $\Omega_o$  rather than the factor 2.0. In ASCE/SEI 7,  $\Omega_o = 3.0$  for intermediate moment frames. The higher factor for columns relative to beams is because of greater concerns about shear failures in columns. Transverse reinforcement at the ends of columns is required to be spirals or hoops. The amount of transverse reinforcement at the ends must satisfy both 18.4.3.1 and 18.4.3.2. Note that hoops require seismic hooks at both ends. Discontinuous structural walls and other stiff members can impose large axial forces on supporting columns during earthquakes. The required transverse reinforcement in 18.4.3.6 is to improve column toughness under anticipated demands. The factored axial compressive force related to earthquake effect should include the factor  $\Omega_o$  if required by the general building code.

**R18.4.3 الأعمدة - وفقاً لـ 18.4.3.1 (a)، يتم تحديد قوة القص المصعدة من مخطط الجسم الحر يتم الحصول عليه من خلال قطع نهايات الأعمدة، مع افتراض أن عزوم النهاية تعادل مقاومة العزم الاسمية التي تعمل في الانحناء العكسي، سواء في اتجاه عقارب الساعة وعكس اتجاه عقارب الساعة. يوضح الشكل R.4.4.2 واحداً فقط من الخيارين التي سيتم النظر فيهما لكل عمود. يجب أن يتم اختيار القوة المحورية المصعدة  $P_u$  لتطوير أكبر مقاومة للعزم في العمود ضمن مجال القوى التصميمية المحورية. يتشابه الحكم 18.4.3.1 (b) للأعمدة مع 18.4.2.3 (b) للكمرات، فيما عدا قواعد  $V_u$  على تراكيب الحمل بما في ذلك تأثير الزلزال E، مع زيادة E بمعامل المقاومة الزائدة بدلاً من المعامل 2.0. في ASCE / SEI 7،  $\Omega_o = 3.0$  لإطارات العزوم المتوسطة. إن المعامل الأعلى للأعمدة المتعلقة بالكمرات يرجع إلى مخاوف أكبر بشأن إخفاقات القص في الأعمدة. مطلوب التسليح العرضي في نهايات الأعمدة أن تكون حلزونية أو الأطواق. يجب أن تفي كمية التسليح العرضي في النهايات بكل من 18.4.3.1 و 18.4.3.2. لاحظ أن الأطواق تتطلب عكفات زلزالية عند كلا الطرفين. يمكن للجدران الانشائية الغير مستمرة والعناصر الجاسنة الأخرى فرض قوى محورية كبيرة على أعمدة الدعم أثناء الزلازل. التسليح العرضي المطلوب في 18.4.3.6 هو تحسين صلابة العمود في ظل المتطلبات المتوقعة. يجب أن تتضمن قوة الضغط المحورية المصعدة المتعلقة بتأثير الزلزال المعامل  $\Omega_o$  إذا تطلب ذلك كود البناء العام.**

18.4.3.4 The first hoop shall be located not more than  $s_o/2$  from the joint face.

18.4.3.4 يجب ألا توضع الكائنة الاولى أكثر من  $s_o/2$  من وجه المفصل.

18.4.3.5 Outside of length  $\ell_o$ , spacing of transverse reinforcement shall be in accordance with 10.7.6.5.2.

18.4.3.5 خارج طول المسافة  $\ell_o$  ، يجب أن يكون تباعد التسليح العرضي طبقاً لـ 10.7.6.5.2.

18.4.3.6 Columns supporting reactions from discontinuous stiff members, such as walls, shall be provided with transverse reinforcement at the spacing  $s_o$  in accordance with 18.4.3.3 over the full height beneath the level at which the discontinuity occurs if the portion of factored axial compressive force in these members related to earthquake effects exceeds  $A_g f_c' / 10$ . If design forces have been magnified to account for the overstrength of the vertical elements of the seismic-force-resisting system, the limit of  $A_g f_c' / 10$  shall be increased to  $A_g f_c' / 4$ . Transverse reinforcement shall extend above and below the column in accordance with 18.7.5.6(b).

18.4.3.6 يجب أن تزود الأعمدة التي تدعم ردود الأفعال من العناصر الجاسنة مثل الجدران بتسليح عرضي عند التباعد  $s_o$  ، بحيث يتم ذلك طبقاً لـ 18.4.3.3 على طول الارتفاع الكامل تحت المستوى الذي يحدث عنده الانقطاع إذا كان جزء من قوة الضغط المحورية المصعدة في هؤلاء العناصر المتعلقة بتأثيرات الزلازل يتجاوز  $A_g f_c' / 10$  . إذا تم تضخيم القوى التصميمية لحساب مقاومة العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الزلزالية، فإن الحد الأقصى لـ  $A_g f_c' / 10$  سيتم زيادته إلى  $A_g f_c' / 4$  . يمتد التسليح العرضي فوق وتحت العمود وفقاً لـ 18.7.5.6 (ب).

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

### 18.4.4 Joints

#### 18.4.4 المفاصل

**18.4.4.1** Beam-column joints shall satisfy the detailing requirements of 15.3.1.2, 15.3.1.3, and 18.4.4.2 through 18.4.4.5.

**18.4.4.1** يجب أن تستوفي مفاصل كمرة - عمود بمتطلبات التفاصيل 15.3.1.2 و 15.3.1.3 و 18.4.4.2 و 18.4.4.5 حتى 18.4.4.5.

**18.4.4.2** If a beam framing into the joint and generating joint shear has depth exceeding twice the column depth, analysis and design of the joint shall be based on the strut-and-tie method in accordance with Chapter 23 and (a) and (b) shall be satisfied:

(a) Design joint shear strength determined in accordance with Chapter 23 shall not exceed  $\phi V_n$  calculated in accordance with 15.4.2.

(b) Detailing requirements of 18.4.4.3 through 18.4.4.5 shall be satisfied.

**18.4.4.2** في حالة تجاوز عمق إطار الكمرة في المفصل وتوليد المفصل ضعف عمق العمود ، يجب أن يعتمد تحليل وتصميم المفصل على طريقة ركيزة - شداد وفقاً للفصل 23 و (أ) و (ب) تستوفي:

(أ) يجب ألا تتجاوز مقاومة القص التصميمية للمفصل المحددة وفقاً للفصل 23  $\phi V_n$  المحسوبة وفقاً لـ 15.4.2.

(ب) يجب تلبية المتطلبات التفصيلية من 18.4.4.3 إلى 18.4.4.5.

**18.4.4.3** Longitudinal reinforcement terminated in a joint shall extend to the far face of the joint core and shall be developed in tension in accordance with 18.8.5 and in compression in accordance with 25.4.9.

**18.4.4.3** يمتد التسليح الطولي المنتهي في المفصل إلى ابعده وجه لنواة المفصل ويتم تثبيته في الشد وفقاً لـ 18.8.5 والضغط وفقاً لـ 25.4.9.

**18.4.4.4** Spacing of joint transverse reinforcement  $s$  shall not exceed the lesser of 18.4.3.3(a) through (c) within the height of the deepest beam framing into the joint.

**18.4.4.4** يجب ألا يتجاوز تباعد التسليح العرضي للمفاصل أقل من 18.4.3.3 (أ) إلى (ج) ضمن ارتفاع أعمق كمرة إطار في المفصل.

### R18.4.4 Joints

#### R18.4.4 المفاصل

**R18.4.4.2** For joints in which the beam depth is significantly greater than the column depth, a diagonal strut between the joint corners may not be effective. Therefore, the Code requires that joints in which the beam depth exceeds twice the column depth be designed using the strut-and-tie method of Chapter 23.

**R18.4.4.2** بالنسبة للمفاصل التي يكون فيها عمق الكمرة أكبر بكثير من عمق العمود ، قد لا تكون الدعامة القطرية بين زوايا المفصل فعالة. لذلك ، يتطلب الكود تصميم المفاصل التي يتجاوز فيها عمق الكمرة ضعف عمق العمود باستخدام طريقة ركيزة - شداد في الفصل 23.

**R18.4.4.3** Refer to R18.8.2.2.

**R18.4.4.3** راجع R18.8.2.2.

**R18.4.4.4** The maximum spacing of transverse reinforcement within a joint is consistent with the spacing limits for reinforcement in columns of intermediate moment frames.

**R18.4.4.4** الحد الأقصى للتباعد بين التسليح العرضي داخل المفصل يكون متوافقاً مع حدود التباعد للتسليح في أعمدة إطارات العزم المتوسطة.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**18.4.4.5** Where the top beam longitudinal reinforcement consists of headed deformed bars that terminate in the joint, the column shall extend above the top of the joint a distance at least the depth  $h$  of the joint. Alternatively, the beam reinforcement shall be enclosed by additional vertical joint reinforcement providing equivalent confinement to the top face of the joint.

**18.4.4.5** عندما يتكون التسليح الطولي العلوي للكمرة من اسياخ محزنة برأس تنتهي في المفصل ، يمتد العمود فوق الجزء العلوي من المفصل مسافة على الأقل عمق  $h$  للمفصل. وبدلاً من ذلك ، يجب أن يتم تسليح الكمرة بواسطة تسليح إضافي راسي للمفصل الذي يوفر حصراً مكافئاً للوجه العلوي للمفصل.

**18.4.4.6** Slab-column joints shall satisfy transverse reinforcement requirements of 15.3.2. Where slab-column joint transverse reinforcement is required, at least one layer of joint transverse reinforcement shall be placed between the top and bottom slab reinforcement.

**18.4.4.6** يجب أن تفي مفاصل بلاطة - عمود بمتطلبات التسليح العرضي 15.3.2. عندما تكون هناك حاجة إلى تسليح عرضي لمفصل بلاطة - عمود ، يجب وضع طبقة واحدة على الأقل من التسليح العرضي للمفصل بين التسليح العلوي والسفلي للبلاطة.

**18.4.4.7** *Shear strength requirements for beam-column joints*

**18.4.4.7** متطلبات مقاومة القص لمفاصل كمرة - عمود

**18.4.4.7.1** Design shear strength of cast-in-place beamcolumn joints shall satisfy:  $\phi V_n \geq V_u$

**18.4.4.7.1** يجب أن تفي مقاومة القص التصميمية لمفاصل كمرة - عمود المصبوبة في الموقع بما يلي  $\phi V_n \geq V_u$  :

**18.4.4.7.2**  $V_u$  of the joint shall be determined in accordance with 18.3.4.

**18.4.4.7.2** يتم تحديد  $V_u$  للمفصل وفقاً لـ 18.3.4.

**18.4.4.7.3**  $\phi$  shall be in accordance with 21.2.1 for shear.

**18.4.4.7.3** يجب أن تكون  $\phi$  مطابقة وفقاً لـ 21.2.1.

**18.4.4.7.4**  $V_n$  of the joint shall be in accordance with 18.8.4.3.

**18.4.4.7.4**  $V_n$  للمفصل يجب أن تكون طبقاً لـ 18.8.4.3.

**R18.4.4.5** This provision refers to a knee joint in which beam reinforcement terminates with headed deformed bars. Such joints require confinement of the headed beam bars along the top face of the joint. This confinement can be provided by either (a) a column that extends above the top of the joint or (b) vertical reinforcement hooked around the beam top reinforcing bars and extending downward into the joint in addition to the column longitudinal reinforcement. Detailing guidance and design recommendations for vertical joint reinforcement may be found in ACI 352R.

**R18.4.4.5** يشير هذا الحكم إلى مفصل الركبة الذي ينتهي فيه تسليح الكمرة باسياخ محزنة برأس. تتطلب هذه المفاصل تثبيت اسياخ الكمرة على طول الوجه العلوي للمفصل. يمكن توفير هذا الربط إما عن طريق (أ) عمود يمتد فوق الجزء العلوي من المفصل أو (ب) التسليح الراسي المعكوف (المعلق) حول اسياخ التسليح العلوي للكمرة ويمتد إلى الأسفل في المفصل بالإضافة إلى التسليح الطولي للعمود. يمكن العثور على تفاصيل التوجيه وتوصيات التصميم لتسليح الراسي للمفصل في ACI 352R.

**18.4.4.7** *Shear strength requirements for beam-column joints*

**18.4.4.7** متطلبات مقاومة القص لمفاصل كمرة - عمود

**R18.4.4.7.2** Factored joint shear force is determined assuming that beams framing into the joint develop end moments equal to their nominal moment strengths. Consequently, joint shear force generated by the flexural reinforcement is calculated for a stress of  $f_y$  in the reinforcement. This is consistent with 18.4.2 and 18.4.3 for determination of minimum design shear strength in beams and columns of intermediate moment frames.

**R18.4.4.7.2** يتم تحديد قوة القص المصعدة للمفصل مع الأخذ في الاعتبار أن كميرات الاطار في المفصل تطور عزوم النهاية مساوية لمقاومة العزم الاسمية. وبالتالي ، يتم حساب قوة القص للمفصل الناتجة لاجهاد تسليح الانحناء  $f_y$  في التسليح . يتوافق هذا مع 18.4.2 و 18.4.3 لتحديد الحد الأدنى من مقاومة القص التصميمية في الكميرات والأعمدة في اطرار العزم المتوسطة.

#### 18.4.5 Two-way slabs without beams

##### 18.4.5 بلاطات ذات اتجاهين بدون كميرات

18.4.5.1 Factored slab moment at the support including earthquake effects,  $E$ , shall be calculated for load combinations given in Eq. (5.3.1e) and (5.3.1g). Reinforcement to resist  $M_{sc}$  shall be placed within the column strip defined in 8.4.1.5.

18.4.5.1 بحسب عزم البلاطة المصعد عند الركيزة بما في ذلك تأثيرات الزلازل ،  $E$  ، من أجل تراكيب الحمل المعطاة في المعادلة (5.3.1e) و (5.3.1g) يجب وضع التسليح لمقاومة  $M_{sc}$  داخل شريحة العمود المحدد في 8.4.1.5.

18.4.5.2 Reinforcement placed within the effective width given in 8.4.2.3.3 shall be designed to resist  $\gamma_f M_{sc}$ . Effective slab width for exterior and corner connections shall not extend beyond the column face a distance greater than  $c_t$  measured perpendicular to the slab span.

18.4.5.2 يجب أن يتم تصميم التسليح الواقع ضمن العرض الفعال المعطى في 8.4.2.3.3 لمقاومة  $\gamma_f M_{sc}$ . لا يجب أن يمتد العرض الفعال للبلاطة للوصلات الخارجية والركنية إلى أبعد من وجه العمود بمسافة أكبر من  $c_t$  المقاس عمودياً على امتداد البلاطة.

18.4.5.3 At least one-half of the reinforcement in the column strip at the support shall be placed within the effective slab width given in 8.4.2.3.3

18.4.5.3 يجب وضع ما لا يقل عن نصف التسليح في شريحة العمود عند الركيزة ضمن عرض البلاطة الفعال الوارد في 8.4.2.3.3

18.4.5.4 At least one-fourth of the top reinforcement at the support in the column strip shall be continuous throughout the span.

18.4.5.4 يجب أن يكون ربع التسليح العلوي على الأقل عند الركيزة في شريحة العمود مستمراً على طول البحر.

18.4.5.5 Continuous bottom reinforcement in the column strip shall be at least one-third of the top reinforcement at the support in the column strip.

18.4.5.5 يجب أن يكون التسليح السفلي المستمر في شريحة العمود على الأقل ثلث التسليح العلوي عند الركيزة في شريحة العمود.

R18.4.5 Two-way slabs without beams—Section 18.4.5 applies to two-way slabs without beams, such as flat plate. Using load combinations of Eq. (5.3.1e) and (5.3.1g) may result in moments requiring top and bottom reinforcement at the supports. The moment  $M_{sc}$  refers, for a given design load combination with  $E$  acting in one horizontal direction, to that portion of the factored slab moment that is balanced by the supporting members at a joint. It is not necessarily equal to the total design moment at the support for a load combination including earthquake effect. In accordance with 8.4.2.3.3, only a fraction of the moment  $M_{sc}$  is assigned to the slab effective width. For edge and corner connections, flexural reinforcement perpendicular to the edge is not considered fully effective unless it is placed within the effective slab width (ACI 352.1R; Pan and Moehle 1989). Refer to Fig. R18.4.5.1. Application of the provisions of 18.4.5 is illustrated in Fig. R18.4.5.2 and R18.4.5.3

**R18.4.5** بلاطات ذات اتجاهين بدون كميرات - ينطبق القسم 18.4.5 على البلاطات ذات اتجاهين بدون كميرات ، مثل البلاطات المسطحة تستخدم تراكيب الحمولة من المعادلة (5.3.1e) و (5.3.1g) عزوم تتطلب تسليحاً علوياً وسفلياً عند الركائز. يشير عزم  $M_{sc}$  ، إلى تركيبة حمولة تصميمية معطاه مع  $E$  تتصرف في اتجاه أفقي واحد ، إلى ذلك الجزء من عزم البلاطة المصعد الذي يتم موازنته من قبل العناصر الداعمة في المفصل. ليس بالضرورة أن يكون مساوياً للعزم الكلي التصميمي في الركيزة لتركيب حمولة بما في ذلك تأثير الزلازل. وفقاً لـ 8.4.2.3.3 ، يتم تعيين جزء صغير فقط من عزم  $M_{sc}$  للعرض الفعال للبلاطة. بالنسبة إلى وصلات الحافة والزوايا ، لا يعتبر تسليح الانحناء عمودياً على الحافة فعالاً تماماً ما لم يتم وضعه ضمن عرض البلاطة الفعالة (ACI 352.1R Pan and Moehle 1989) ارجع إلى الشكل R18.4.5.1. ويوضح الشكل 18.4.5.2 و R18.4.5.3 تطبيق أحكام البند R18.4.5.3.

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

**18.4.5.6** At least one-half of all bottom middle strip reinforcement and all bottom column strip reinforcement at midspan shall be continuous and shall develop  $f_y$  at the face of columns, capitals, brackets, or walls.

**18.4.5.6** يجب أن يكون واحد ونصف على الأقل من جميع التسليح السفلي للشريحة الوسطية وجميع التسليح السفلي لشريحة العمود في منتصف البحر مستمرًا ويتطور  $f_y$  في وجه الأعمدة أو تاج العمود أو المساند أو الجدران.

**18.4.5.7** At discontinuous edges of the slab, all top and bottom reinforcement at the support shall be developed at the face of columns, capitals, brackets, or walls.

**18.4.5.7** عند الحواف الغير مستمرة للبلاطة ، يتم تطوير جميع التسليح العلوي والسفلي في الركيزة عند وجه الأعمدة أو تاج العمود أو المساند أو الجدران.

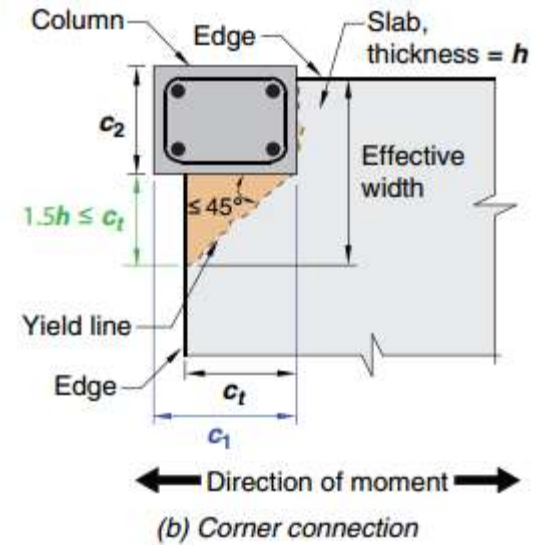
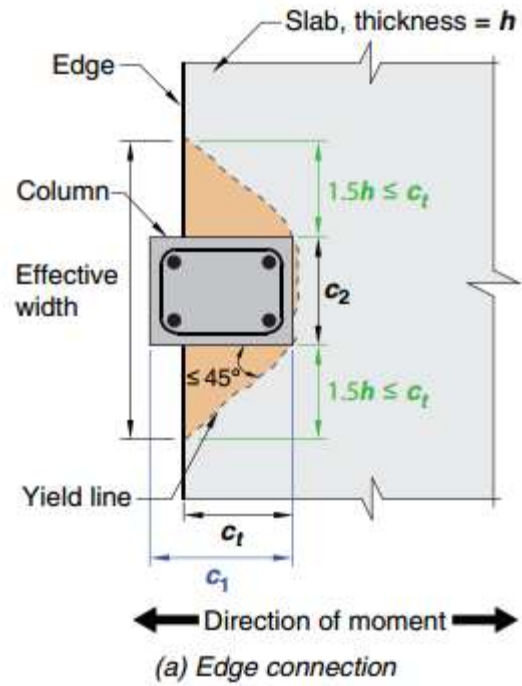
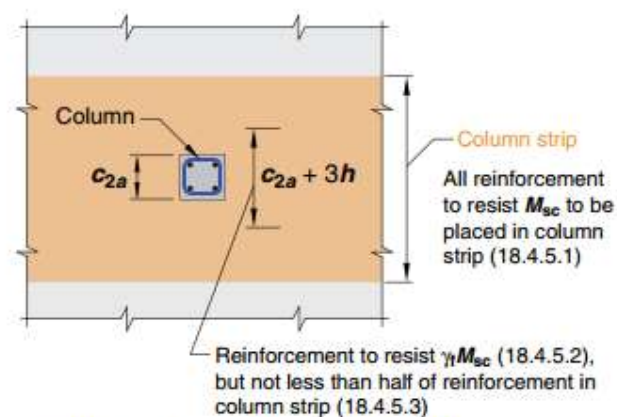


Fig. R18.4.5.1—Effective width for reinforcement placement in edge and corner connections.

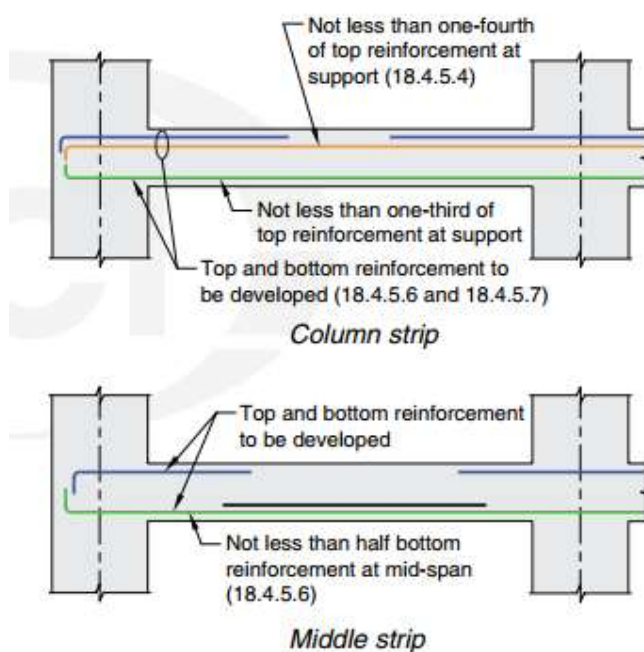
الشكل - R18.4.5.1: العرض الفعال لموضع التسليح في وصلات الحافة والزواوية.





**Note:** Applies to both top and bottom reinforcement

*Fig. R18.4.5.2—Location of reinforcement in slabs.*



**Fig. R18.4.5.3—Arrangement of reinforcement in slabs**

الشكل رقم - R18.4.5.3 ترتيب التسليح في البلاطات

**18.4.5.8** At the critical sections for columns defined in **22.6.4.1**, two-way shear stress caused by factored gravity loads without moment transfer shall not exceed  $0.4\phi v_c$  for nonprestressed slab-column connections and  $0.5\phi v_c$  for unbonded post-tensioned slab-column connections with  $f_{pc}$  in each direction meeting the requirements of **8.6.2.1**, where  $v_c$  shall be calculated in accordance with **22.6.5**. This requirement need not be satisfied if the slab-column connection satisfies **18.14.5**.

**18.4.5.8** في المقاطع الحرجة للأعمدة المحددة في **22.6.4.1** ، يجب ألا يتجاوز إجهاد القص في اتجاهين الناجم عن الاحمال الراسية المصعدة للعزم دون نقل العزوم  $0.4\phi v_c$  لوصلات بلاطة – عمود غير مسبقة الإجهاد  $0.5\phi v_c$  وصلات بلاطة – عمود لاحقة الشد والغير مترابطة مع  $f_{pc}$  في كل اتجاه تفي بمتطلبات **8.6.2.1** ، حيث يتم حساب  $v_c$  وفقاً لـ **22.6.5**. لا يلزم تلبية هذا الشرط إذا كان وصلة بلاطة عمود تستوفي **18.14.5**.

**R18.4.5.8** The requirements apply to two-way slabs that are designated part of the seismic-force-resisting system. Nonprestressed slab-column connections in laboratory tests (Pan and Moehle 1989) exhibited reduced lateral displacement ductility when the shear stress at the column connection exceeded the recommended limit of  $0.4\phi v_c$ . Based on laboratory test data (Kang and Wallace 2006; Kang et al. 2007), a higher maximum factored gravity shear stress of  $0.5\phi v_c$  is allowed for unbonded post-tensioned slab-column connections with  $f_{pc}$  in each direction meeting the requirements of **8.6.2.1**. Post-tensioned slab-column connections with  $f_{pc}$  in each direction not meeting the requirements of **8.6.2.1** can be designed as nonprestressed slab-column connections in accordance with **8.2.3**. Slab-column connections also must satisfy shear and moment strength requirements of Chapter 8 under load combinations including earthquake effect.

**R18.4.5.8** تنطبق المتطلبات على البلاطات ثنائية الاتجاه التي تم تصميمها كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية. أظهرت وصلات بلاطة – عمود الغير مسبقة الاجهاد في الاختبارات المعملية (Pan and Moehle 1989) انخفاض ليونة الإزاحة الجانبية عندما تتجاوز إجهاد القص في وصلة عمود الحد الموصى به وهو  $0.4\phi v_c$ . استناداً إلى بيانات الاختبار المعملية (Kang and Wallace 2006)؛ (Kang et al. 2007) ، يُسمح بأعلى إجهاد قص راسي مصعد لـ  $0.5\phi v_c$  لوصلات بلاطة – عمود لاحقة الشد الغير مترابطة مع  $f_{pc}$  في كل اتجاه تستوفي متطلبات **8.6.2.1**. يمكن تصميم وصلات بلاطة – عمود لاحقة الشد مع  $f_{pc}$  في كل اتجاه والتي لا تلي متطلبات **8.6.2.1** كوصلات بلاطة – عمود الغير مسبقة الاجهاد وفقاً لـ **8.2.3**. يجب أن تفي وصلات بلاطة – عمود أيضاً بمتطلبات مقاومة القص والعزم للفصل **8** تحت تراكيب الحمل بما في ذلك تأثير الزلزال.

## 18.5—Intermediate precast structural walls

### 18.5.1 Scope

#### 18.5 - جدران القص المتوسطة مسبقة الصب 18.5.1 المجال

18.5.1.1 This section shall apply to intermediate precast structural walls forming part of the seismic-force-resisting system.

18.5.1.1 ينطبق هذا القسم على جدران القص المتوسطة مسبقة الصب التي تشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية.

### 18.5.2 General

#### 18.5.2 عام

18.5.2.1 In connections between wall panels, or between wall panels and the foundation, yielding shall be restricted to steel elements or reinforcement.

18.5.2.1 في الوصلات بين بلاطات الجدران ، أو بين بلاطات الجدران والأساس ، يجب أن يقتصر الخضوع على عناصر الحديد أو التسليح.

18.5.2.2 For elements of the connection that are not designed to yield, the required strength shall be based on  $1.5S_y$  of the yielding portion of the connection.

18.5.2.2 بالنسبة لعناصر المتصلة الغير مصممة للخضوع ، يجب أن تستند المقاومة المطلوبة إلى  $1.5S_y$  للجزء الخاضع من الاتصال.

18.5.2.3 In structures assigned to SDC D, E, or F, wall piers shall be designed in accordance with 18.10.8 or 18.14.

18.5.2.3 في المنشآت المسندة إلى SDC D أو E أو F ، تصمم ركائز الجدران وفقاً لـ 18.10.8 أو 18.14.

## R18.5—Intermediate precast structural walls

Connections between precast wall panels or between wall panels and the foundation are required to resist forces induced by earthquake motions and to provide for yielding in the vicinity of connections. When Type 2 mechanical splices are used to directly connect primary reinforcement, the probable strength of the splice should be at least 1.5 times the specified yield strength of the reinforcement.

#### R18.5 - جدران القص المتوسطة مسبقة الصب

يلزم إجراء وصلات بين بلاطات الجدران مسبقة الصب أو بين بلاطات الجدران والأساسات لمقاومة القوى الناجمة عن حركات الزلازل ولتوفي الخضوع في المناطق القريبة من الوصلات. عند استخدام التوصيلات الميكانيكية من النمط 2 لتوصيلات التسليح الرئيسي بشكل مباشر، يجب أن تكون المقاومة المحتملة للتوصيلات على الأقل 1.5 مرة من مقاومة الخضوع المحددة للتسليح.

## 18.6—Beams of special moment frames

### 18.6 - كمرات لأطارات العزوم الخاصة

#### 18.6.1 Scope

#### 18.6.1 المجال

18.6.1.1 This section shall apply to beams of special moment frames that form part of the seismic-force-resisting system and are proportioned primarily to resist flexure and shear.

18.6.1.1 ينطبق هذا القسم على الكمرات لأطارات العزوم الخاصة التي تشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية وتتناسب في المقام الأول مع مقاومة الانحناء والقص.

18.6.1.2 Beams of special moment frames shall frame into columns of special moment frames satisfying 18.7.

18.6.1.2 يجب تثبيت الكمرات لأطارات العزوم الخاصة إلى أعمدة أطارات العزم الخاصة التي تلبي 18.7.

## R18.6—Beams of special moment frames

### R18.6 — كمرات لأطارات العزوم الخاصة

**R18.6.1 Scope**—This section applies to beams of special moment frames resisting lateral loads induced by earthquake motions. In previous Codes, any frame member subjected to a factored axial compressive force exceeding  $(Agfc'/10)$  under any load combination was to be proportioned and detailed as described in 18.7. In the 2014 Code, all requirements for beams are contained in 18.6 regardless of the magnitude of axial compressive force. This Code is written with the assumption that special moment frames comprise horizontal beams and vertical columns interconnected by beam-column joints. It is acceptable for beams and columns to be inclined provided the resulting system behaves as a frame—that is, lateral resistance is provided primarily by moment transfer between beams and columns rather than by strut or brace action. In special moment frames, it is acceptable to design beams to resist combined moment and axial force as occurs in beams that act both as moment frame members and as chords or collectors of a diaphragm. It is acceptable for beams of special moment frames to cantilever beyond columns, but such cantilevers are not part of the special moment frame that forms part of the seismic-force-resisting system.

It is acceptable for beams of a special moment frame to connect into a wall boundary if the boundary is reinforced as a special moment frame column in accordance with 18.7. A concrete braced frame, in which lateral resistance is provided primarily by axial forces in beams and columns, is not a recognized seismic-force-resisting system.

**R18.6.1 المجال** - ينطبق هذا القسم على كمرات من إطارات العزوم الخاصة التي تقاوم الأحمال الجانبية الناجمة عن حركات الزلازل. في الكودات السابقة، كان أي عنصر إطار معرض لقوة ضغط محورية مصعدة تتجاوز  $(Agfc' / 10)$  تحت أي تركيبة حمولة يجب أن يكون متناسباً ومفصلاً كما هو موضح في 18.7. في كود 2014، ترد جميع متطلبات الكمرات في 18.6 بغض النظر عن مقدار قوة الضغط المحوري. تمت كتابة هذه الكود بافتراض أن إطارات العزوم الخاصة تضم الكمرات الأفقية والأعمدة الرأسية المترابطة بواسطة مفاصل عمود-كمر. من المقبول أن تكون الكمرات والأعمدة مائلة بشرط أن يتصرف النظام الناتج كإطار - أي أن المقاومة الجانبية يتم توفيرها في المقام الأول عن طريق نقل الحركة بين الكمرات والأعمدة بدلاً من عمل الركيزة أو الدعامة. في إطارات العزوم الخاصة، من المقبول تصميم الكمرات لمقاومة العزم والقوة المحورية المشتركة كما يحدث في الكمرات التي تعمل كعناصر في إطارات العزم وشدادات أو مجمعات للأغشية. من المقبول لكمرات إطارات العزوم الخاصة أن تكون كابولية خارج الأعمدة، لكن مثل هذه الكوابيل ليست جزءاً من إطارات العزوم الخاصة الذي يشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية. من المقبول أن تكون الكمرات لأطارات العزوم الخاصة متصلة بحدود الجدار إذا تم تسليح الحدود كعمود لأطارات العزوم الخاصة وفقاً لـ 18.7. إطار الدعم الخرساني، الذي يتم فيه توفير المقاومة الجانبية بالدرجة الأولى من خلال القوى المحورية في الكمرات والأعمدة، ليس نظاماً مقاوماً لمقاومة القوة الزلزالية.

## 18.6.2 Dimensional limits

### 18.6.2 حدود الأبعاد

18.6.2.1 Beams shall satisfy (a) through (c):

- (a) Clear span  $\ell_n$  shall be at least  $4d$
- (b) Width  $b_w$  shall be at least the lesser of  $0.3h$  and  $25\text{ cm}$ .
- (c) Projection of the beam width beyond the width of the supporting column on each side shall not exceed the lesser of  $c_2$  and  $0.75c_1$ .

18.6.2.1 يجب أن تستوفي الكمرات من (أ) إلى (ج):

- (أ) يجب أن يكون البحر الصافي على الأقل  $4d$
- (ب) يجب أن يكون العرض  $b_w$  على الأقل أقل من  $0.3h$  و  $25\text{ سم}$ .
- (ج) يجب ألا يتجاوز عرض الكمرة الساقطة خارج عرض العمود الداعم على كل جانب أقل من  $c_2$  و  $0.75c_1$

**R18.6.2** Dimensional limits—Experimental evidence (Hirosawa 1977) indicates that, under reversals of displacement into the nonlinear range, behavior of continuous members having length-to-depth ratios of less than 4 is significantly different from the behavior of relatively slender members. Design rules derived from experience with relatively slender members do not apply directly to members with length-to-depth ratios less than 4, especially with respect to shear strength. Geometric constraints indicated in 18.6.2.1(b) and (c) were derived from practice and research (ACI 352R) on reinforced concrete frames resisting earthquake-induced forces. The limits in 18.6.2.1(c) define the maximum beam width that can effectively transfer forces into the beam-column joint. An example of maximum effective beam width is shown in Fig. R18.6.2.

**R18.6.2** حدود الأبعاد - تشير الأدلة التجريبية (Hirosawa 1977) إلى أنه ، في ظل انعكاسات الإزاحة في المدى اللاخطي ، يختلف سلوك العناصر المتصلة التي لديها نسبة الطول إلى العمق أقل من 4 بشكل كبير عن سلوك العناصر النحيفة نسبياً . لا تنطبق قواعد التصميم المشتقة من التجربة مع العناصر النحيفة نسبياً على التي لديها نسبة الطول إلى العمق أقل من 4 ، خاصة فيما يتعلق بمقاومة القص . استمدت القيود الهندسية المشار إليها في 18.6.2.1 (b) و (c) من التطبيقات والبحوث (ACI 352R) على إطارات خرسانية مسلحة تقاوم قوى الزلزال . حدود 18.6.2.1 (ج) تحدد عرض الكمرة القصوى التي يمكن أن تنقل القوى بشكل فعال إلى مفصل كمرة - عمود . ويرد مثال على أقصى عرض فعال للكمرة في الشكل R.18.6.2 ..

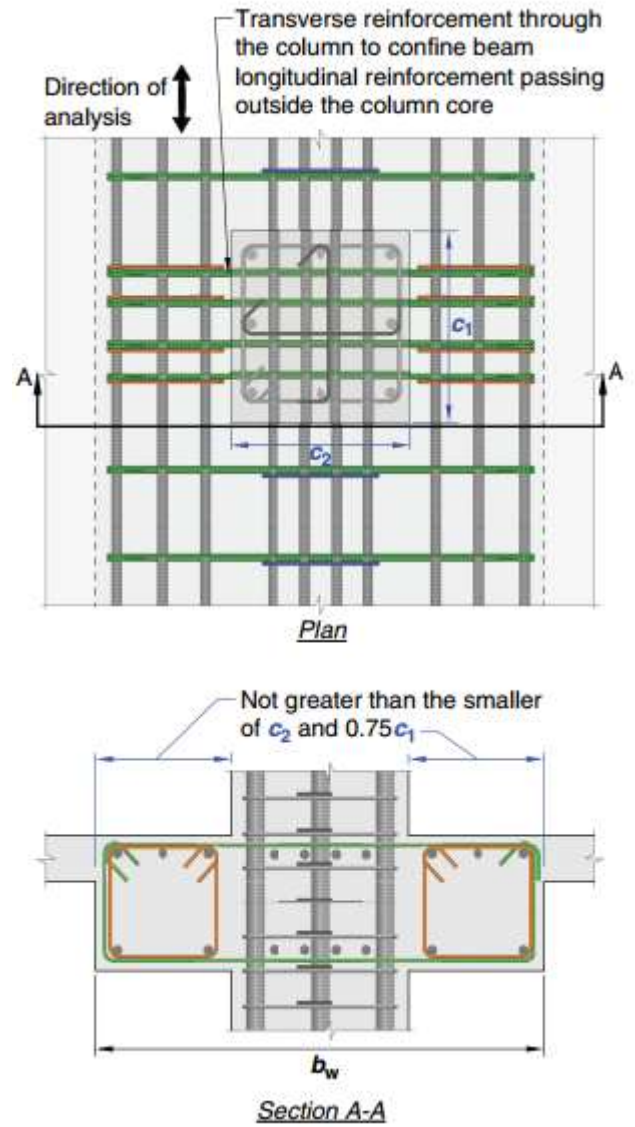


Fig. R18.6.2—Maximum effective width of wide beam and required transverse reinforcement.

الشكل - R18.6.2 : أقصى عرض فعال للكمرة العريضة و التسليح العرضي المطلوب.



### 18.6.3 Longitudinal reinforcement

#### 18.6.3 التسليح الطولي

**18.6.3.1** Beams shall have at least two continuous bars at both top and bottom faces. At any section, for top as well as for bottom reinforcement, the amount of reinforcement shall be at least that required by 9.6.1.2 and the reinforcement ratio  $\rho$  shall not exceed 0.025 for Grade 550 reinforcement.

**18.6.3.1** يجب أن تحتوي الكمرات على سيخين متواصلين على الأقل في الوجهين العلوي والسفلي. في أي مقطع، بالنسبة للأعلى وكذلك التسليح السفلي، يجب أن تكون كمية التسليح على الأقل التي تتطلبها 9.6.1.2 وأن لا تزيد نسبة التسليح عن 0.025.

18.6.3.2 Positive moment strength at joint face shall be at least one-half the negative moment strength provided at that face of the joint. Both the negative and the positive moment strength at any section along member length shall be at least one-fourth the maximum moment strength provided at face of either joint.

18.6.3.2 يجب أن تكون مقاومة العزم الموجب عند وجه المفصل نصف مقاومة العزم السالب على الأقل عند وجه المفصل. يجب أن تكون كل من المقاومة الموجبة والسالبة للعزم في أي مقطع بطول العنصر على الأقل ربع مقاومة أقصى عزم متوفر في وجه أي من الطرفين.

**18.6.3.3** Lap splices of deformed longitudinal reinforcement shall be permitted if hoop or spiral reinforcement is provided over the lap length. Spacing of the transverse reinforcement enclosing the lap-spliced bars shall not exceed the lesser of  $d/4$  and 10 cm. Lap splices shall not be used in locations (a) through (c):

- (a) Within the joints
- (b) Within a distance of twice the beam depth from the face of the joint
- (c) Within a distance of twice the beam depth from critical sections where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior

**18.6.3.3** يسمح بتوصيلات المتداخلة من التسليح الطولي المحلزن إذا تم توفير الطوق أو التسليح الحلزوني على طول التداخل. يجب ألا يزيد التباعد بين التسليح العرضي المغلق لأسياخ التوصيل المتداخل على أقل من  $d/4$  و 10 سم. لا يسمح استخدام توصيلات التداخل في المواقع من (أ) إلى (ج):

- (أ) داخل المفاصل
- (ب) ضمن مسافة ضعفين من عمق الكمر من وجه المفصل
- (ج) ضمن مسافة ضعفين من عمق الكمر من المقاطع الحرجة حيث من المرجح أن يحدث خضوع الانحناء نتيجة للأزاحة الجانبية إلى بعد مجال السلوك المرن.

18.6.3.4 Mechanical splices shall conform to 18.2.7 and welded splices shall conform to 18.2.8.

**18.6.3.4** يجب أن تتطابق التوصيلات الميكانيكية مع 18.2.7 ويجب أن تتوافق التوصيلات الملحومة مع 18.2.8.

### R18.6.3 Longitudinal reinforcement

#### R18.6.3 التسليح الطولي

**R18.6.3.1** The limiting reinforcement ratio of 0.025 is based primarily on considerations of reinforcement congestion and, indirectly, on limiting shear stresses in beams of typical proportions.

**R18.6.3.1** تعتمد نسبة التسليح المقيدة البالغة 0.025 في المقام الأول على اعتبارات ازدحام التسليح، وبشكل غير مباشر على الحد من إجهادات القص في كمر ذات نسب نموذجية.

**R18.6.3.3** Lap splices of reinforcement are prohibited along lengths where flexural yielding is anticipated because such splices are not reliable under conditions of cyclic loading into the inelastic range. Transverse reinforcement for lap splices at any location is mandatory because of the potential of concrete cover spalling and the need to confine the splice.

**R18.6.3.3** يُمنع توصيلات التداخل للتسليح على طول الأطوال حيث يُتوقع خضوع الانحناء لأن هذه التوصيلات غير موثوقة في ظل حالات التحميل الدوري في المدى الغير مرن. يعد التسليح العرضي لتوصيلات التداخل في أي مكان أمرًا إلزاميًا نظرًا لاحتمال تشقق الغطاء الخرساني والحاجة إلى حصر الوصلة.

18.6.3.5 Unless used in a special moment frame as permitted by 18.9.2.3, prestressing shall satisfy (a) through (d):

(a) The average prestress  $f_{pc}$  calculated for an area equal to the least cross-sectional dimension of the beam multiplied by the perpendicular cross-sectional dimension shall not exceed the lesser of 3.5 MPa and  $f_c'/10$ .

(b) Prestressing steel shall be unbonded in potential plastic hinge regions, and the calculated strains in prestressing steel under the design displacement shall be less than 0.01.

(c) Prestressing steel shall not contribute more than one fourth of the positive or negative flexural strength at the critical section in a plastic hinge region and shall be anchored at or beyond the exterior face of the joint.

(d) Anchorages of post-tensioning tendons resisting earthquake-induced forces shall be capable of allowing tendons to withstand 50 cycles of loading, with prestressed reinforcement forces bounded by 40 and 85 percent of the specified tensile strength of the prestressing reinforcement.

18.6.3.5 ما لم يتم استخدامه في إطار العزم الخاص كما هو مسموح به في 18.9.2.3 ، يجب أن يستوفي الإجهاد المسبق من (أ) إلى (د):  
(أ) يجب ألا يتجاوز  $f_{pc}$  متوسط الإجهاد المسبق المحسوب لمساحة مساوية لأقل بعد للمقطع العرضي للكمرة مضروباً في البعد المتعامد للمقطع العرضي ، أقل من 3.5 MPa و  $f_c' / 10$  . (ب) لا يتم فك حديد الإجهاد المسبق في مناطق المفاصل اللدنة المحتملة ، ويجب أن تكون الانفعالات المحسوبة في حديد الإجهاد المسبق تحت الإزاحة التصميمية أقل من 0.01 .

(ج) لا يساهم الحديد مسبق الإجهاد أكثر من ربع مقاومة الانحناء الموجبة والسالبة في المقطع الحرج في منطقة المفاصل اللدنة ، ويجب أن يكون مثبتاً في أو خارج الوجه الخارجي للمفصل.

(د) تكون تثبيتات كابلات لاحقة الشد التي تقاوم قوى الزلازل الناتجة قادرة على السماح للكابلات بتحمل 50 دورة من التحميل ، مع تسليح قوى الإجهاد المسبق بنسبة 40 و 85 في المائة من مقاومة الشد المحددة للحديد مسبق الإجهاد.

R18.6.3.5 These provisions were developed, in part, based on observations of building performance in earthquakes (ACI 423.3R). For calculating the average prestress, the least cross-sectional dimension in a beam normally is the web dimension, and is not intended to refer to the flange thickness. In a potential plastic hinge region, the limitation on strain and the requirement for unbonded tendons are intended to prevent fracture of tendons under inelastic earthquake deformation. Calculation of strain in the prestressing steel is required considering the anticipated inelastic mechanism of the structure. For prestressing steel unbonded along the full beam span, strains generally will be well below the specified limit. For prestressing steel with short unbonded length through or adjacent to the joint, the additional strain due to earthquake deformation is calculated as the product of the depth to the neutral axis and the sum of plastic hinge rotations at the joint, divided by the unbonded length. The restrictions on the flexural strength provided by the tendons are based on the results of analytical and experimental studies (Ishizuka and Hawkins 1987; Park and Thompson 1977). Although satisfactory seismic performance can be obtained with greater amounts of prestressing steel, this restriction is needed to allow the use of the same response modification and deflection amplification factors as those specified in model codes for special moment frames without prestressing steel. Prestressed special moment frames will generally contain continuous prestressing steel that is anchored with adequate cover at or beyond the exterior face of each beam-column connection located at the ends of the moment frame.

Fatigue testing for 50 cycles of loading between 40 and 80 percent of the specified tensile strength of the prestressed reinforcement has been a long-standing industry practice (ACI 423.3R; ACI 423.7). The 80 percent limit was increased to 85 percent to correspond to the 1 percent limit on the strain in prestressed reinforcement. Testing over this range of stress is intended to conservatively simulate the effect of a severe earthquake. Additional details on testing procedures are provided in ACI 423.7.

**R18.6.3.5** تم تطوير هذه الأحكام ، جزئياً ، استناداً إلى ملاحظات بناء الأداء في الزلازل (ACI 423.3R) من أجل حساب متوسط الإجهاد المسبق، يكون البعد العرضي الأقل في الكمرة عادة بعد الشفة الوسطية، وليس المقصود منه الإشارة إلى سماكة الشفة العليا. في منطقة المفاصل اللدنة المحتملة، فإن القيد المفروض على الإجهاد ومتطلب الكابلات الغير مترابطة يقصد به منع تشقق الشفة الوسطية في ظل تشوه الزلزال الغير مرن. مطلوب حساب للانفعالات للحديد مسبق الإجهاد النظر في الآلية الغير مرنة المتوقعة للمنشأ. بالنسبة للحديد مسبق الإجهاد الغير مترابط على امتداد الكمرة الكاملة، تكون الانفعالات عموماً أقل بكثير من الحد المحدد. بالنسبة للحديد مسبق الإجهاد ذو الطول القصير الغير مترابط خلال أو بالقرب من المفصل، يتم حساب الانفعالات الإضافية الناتجة عن تشوه الزلزال على أنها إنتاج العمق إلى المحور المحايد ومجموع دوران المفاصل اللدنة في المفصل، مقسوماً على الطول الغير مترابط. تستند القيود على مقاومة الانحناء التي قدمتها الكابلات على نتائج الدراسات التحليلية والتجريبية (Ishizuka 1987 و Park and Hawkins 1987 و Thompson 1977). على الرغم من أنه يمكن الحصول على أداء زلزالي مرضي بكميات أكبر من الحديد مسبق الإجهاد، إلا أن هذا القيد مطلوب للسماح باستخدام نفس معاملات تعديل الاستجابة وتعديل تضخيم التشوه كما هو محدد في كود النماذج لإطارات العزوم الخاصة بدون حديد مسبق الإجهاد. تحتوي إطارات العزوم الخاصة مسبق الإجهاد بشكل عام على حديد مسبق الإجهاد مستمر مثبت بغطاء مناسب على أو خارج الوجه الخارجي لكل وصلة كمرة - عمود موجودة في نهايات أطار العزم اختبار لـ 50 دورة من التحميل بين 40 و 80 بالمائة من المحدد كانت مقاومة الشد للتسليح مسبق الإجهاد تطبيق صناعي قديم (ACI 423.3R) ؛ (ACI 423.7) تم زيادة الحد 80 في المئة إلى 85 في المئة لتتوافق مع حد 1 في المئة على الإجهاد في التسليح مسبق الإجهاد. اختبار هذا المدى من الإجهاد يهدف إلى محاكاة تأثير الزلزال القوي. يتم توفير تفاصيل إضافية عن إجراءات الاختبار في ACI 423.7 .

#### 18.6.4 Transverse reinforcement

##### 18.6.4 التسليح العرضي

18.6.4.1 Hoops shall be provided in the following regions of a beam:

- (a) Over a length equal to twice the beam depth measured from the face of the supporting column toward midspan, at both ends of the beam
- (b) Over lengths equal to twice the beam depth on both sides of a section where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior

**18.6.4.1 يجب توفير الكانات في المناطق التالية من الكمرة:**  
(أ) على طول يساوي ضعف عمق الكمرة المقاسة من وجه العمود الداعم نحو منتصف البحر، على طرفي الكمرة  
(ب) على الأطوال مساوية لمرتين من عمق الكمرة على جانبي المقطع حيث من المرجح أن يحدث خضوع الانحناء نتيجة للأزاحة الجانبية إلى خارج مجال السلوك المرن

18.6.4.2 Where hoops are required, primary longitudinal reinforcing bars closest to the tension and compression faces shall have lateral support in accordance with 25.7.2.3 and 25.7.2.4. The spacing of transversely supported flexural reinforcing bars shall not exceed 350mm. Skin reinforcement required by 9.7.2.3 need not be laterally supported.

**18.6.4.2 عندما تكون الكانات مطلوبة ، يجب أن يكون أسياخ التسليح الرئيسية الطولية الأقرب إلى الشد وأوجه الضغط ذات دعم جانبي وفقاً لـ 25.7.2.3 و 25.7.2.4. يجب ألا يتجاوز التباعد بين أسياخ تسليح الانحناء المدعومة بشكل عكسي 350mm. لا يحتاج تسليح التغطية المطلوبة من 9.7.2.3 تدعيم جانبي.**

18.6.4.3 Hoops in beams shall be permitted to be made up of two pieces of reinforcement: a stirrup having seismic hooks at both ends and closed by a crosstie. Consecutive crossties engaging the same longitudinal bar shall have their 90-degree hooks at opposite sides of the flexural member. If the longitudinal reinforcing bars secured by the crossties are confined by a slab on only one side of the beam, the 90-degree hooks of the crossties shall be placed on that side.

**18.6.4.3 يسمح بتشكيل الكانات الموجودة في الكمرات من قطعتين من التسليح: كانات تمتلك عكفات زلزلية في كلا الطرفين ويغلق بواسطة عكفات . يجب أن يكون للعكفات المتتالية التي تشترك في نفس السبيخ الطولي خطافات 90 درجة في الجوانب المقابلة لعنصر الانحناء. إذا كانت أسياخ التسليح الطولية المضمنة بالعكفات محصورة ببلاطة على جانب واحد فقط من الكمرة، فيتم وضع عكفات 90 درجة على هذا الجانب.**

**R18.6.4 Transverse reinforcement**—Transverse reinforcement is required primarily to confine the concrete and maintain lateral support for the reinforcing bars in regions where yielding is expected. Examples of hoops suitable for beams are shown in Fig. R18.6.4. In earlier Code editions, the upper limit on hoop spacing was the least of  $d/4$ , eight longitudinal bar diameters, 24 tie bar diameters, and 300 mm. The upper limits were changed in the 2011 edition because of concerns about adequacy of longitudinal bar buckling restraint and confinement in large beams. In the case of members with varying strength along the span or members for which the permanent load represents a large proportion of the total design load, concentrations of inelastic rotation may occur within the span. If such a condition is anticipated, transverse reinforcement is also required in regions where yielding is expected. Because spalling of the concrete shell might occur, especially at and near regions of flexural yielding, all web reinforcement is required to be provided in the form of closed hoops.

**R18.6.4 التسليح العرضي - يقتضي الأمر تسليح عرضيًا في المقام الأول لحصر الخرسانة والحفاظ على الدعم الجانبي لأسياخ التسليح في المناطق التي يُتوقع فيها خضوع. أمثلة من الأطواق المناسبة للكمره موضحة في الشكل . R18.6.4 في الإصدارات السابقة من الكود، كان الحد الأعلى على تباعد الأطواق هو الأقل من  $d/4$  ، وثمانية أقطار سبيخ طولي، و 24 بقطر سبيخ ربط ، و 300 mm. تم تغيير الحدود العليا في طبعة 2011 بسبب المخاوف حول كفاية انبعاج السبيخ الطولي والحصر في الكمرة الكبيرة. في حالة العناصر التي لديها مقاومة متفاوتة على طول البحر أو العناصر التي تمثل الحمل الدائم نسبة كبيرة من الحمل الكلي التصميمي، قد تحدث تركيزات للدوران الغير ارن خلال البحر. إذا كان مثل هذا الشرط متوقعًا، فإن التسليح العرضي مطلوب أيضًا في المناطق التي يتوقع فيها حدوث خضوع. نظرًا لأنه قد يحدث الانقسام في القشرة الخرسانية، خاصة في المناطق القريبة من خضوع الانحناء، وبالقرب منها، يلزم تقديم جميع التسليح على الشفة الوسطية على شكل أطواق مغلقة.**

## CODE

### الكود

**18.6.4.4** The first hoop shall be located not more than 50 mm from the face of a supporting column. Spacing of the hoops shall not exceed the least of (a) through (d):

(a)  $d/4$

(b) 150 mm

(c) For Grade 420,  $6d_b$  of the smallest primary flexural reinforcing bar excluding longitudinal skin reinforcement required by 9.7.2.3

(d) For Grade 550,  $5d_b$  of the smallest primary flexural reinforcing bar excluding longitudinal skin reinforcement required by 9.7.2.3

**18.6.4.4** يجب ألا يكون الطوق الأول على مسافة 50 مم من وجه العمود الداعم. يجب ألا يتجاوز تباعد الأطواق من (أ) إلى (د) على الأقل:

(أ)  $d/4$

(ب) 150 مم

(ج) بالنسبة للدرجة 420 ،  $6d_b$  من أصغر سيخ تسليح الانحناء الرئيسي باستثناء التسليح الطولي للتغطية المطلوبة في 9.7.2.3

(د) بالنسبة للدرجة 550 ،  $5d_b$  من أصغر سيخ تسليح الانحناء الرئيسي باستثناء التسليح الطولي للتغطية المطلوبة في 9.7.2.3

**18.6.4.5** Where hoops are required, they shall be designed to resist shear according to 18.6.5

**18.6.4.5** عندما تكون الأطواق مطلوبة ، يتم تصميمها لمقاومة القص وفقاً لـ 18.6.5

**18.6.4.6** Where hoops are not required, stirrups with seismic hooks at both ends shall be spaced at a distance not more than  $d/2$  throughout the length of the beam.

**18.6.4.6** عندما لا تكون هناك حاجة للأطواق ، يجب أن تكون كانات ذات خطافات زلزالية عند كلا الطرفين على مسافة لا تزيد عن  $d/2$  خلال طول الكمرة.

**18.6.4.7** In beams having factored axial compressive force exceeding  $Agfc'/10$ , hoops satisfying 18.7.5.2 through 18.7.5.4 shall be provided along lengths given in 18.6.4.1. Along the remaining length, hoops satisfying 18.7.5.2 shall have spacing  $s$  not exceeding the lesser of six times the diameter of the smallest longitudinal beam bars and 150mm. Where concrete cover over transverse reinforcement exceeds 100mm in., additional transverse reinforcement having cover not exceeding 100mm. and spacing not exceeding 300mm. shall be provided

**18.6.4.7** في الكمرات التي لها قوة ضغط محورية مصددة تتجاوز  $Agfc'/10$  ، يجب توفير أطواق التي تلي 18.7.5.2 حتى 18.7.5.4 على طول المعطى في 18.6.4.1. على طول المتبقي ، يجب أن تكون الأطواق التي تستوفي 18.7.5.2 على مسافات لا تزيد عن ستة أضعاف قطر أصغر الأسياخ الطولية للكمر 150mm. حيث لا يتجاوز الغطاء الخرساني عبر التسليح العرضي 100mm وتسليح عرضي إضافي لا تزيد عن 100mm ويتم توفير مسافة لا تتجاوز 300mm

## COMMENTARY

### التعليق

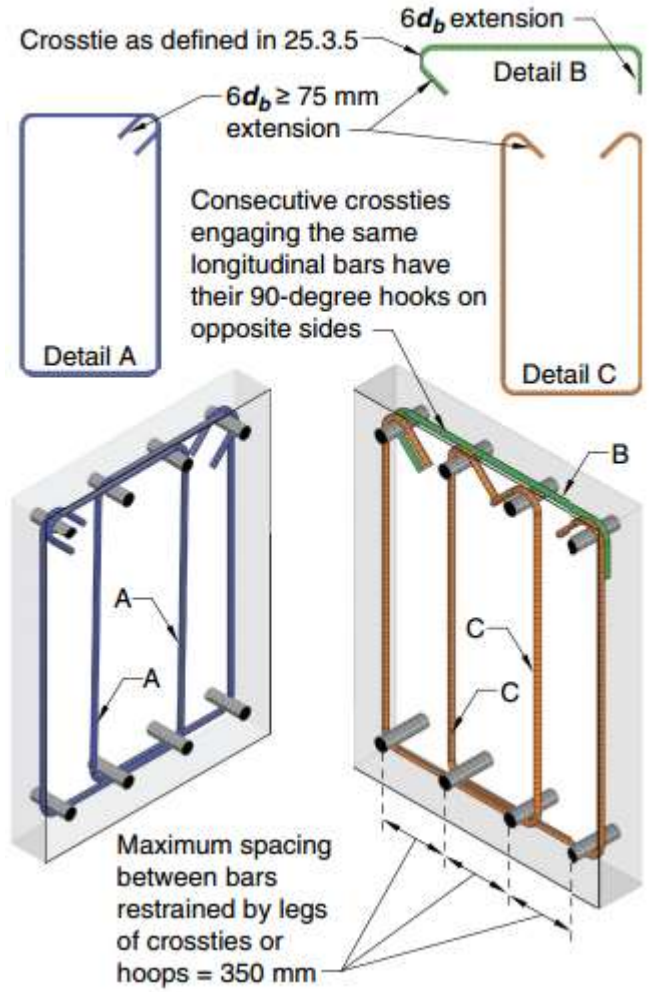


Fig. R18.6.4— Examples of overlapping hoops and illustration of limit on maximum horizontal spacing of supported longitudinal bars.

الشكل - R18.6.4. أمثلة على الأطواق المتداخلة وتوضيح الحد الأقصى للتباعد الأفقي للأسياخ الطولية المدعومة.



**18.6.5 Shear strength****18.6.5 مقاومة القص**

18.6.5.1 Design forces—The design shear force  $V_e$  shall be calculated from consideration of the forces on the portion of the beam between faces of the joints. It shall be assumed that moments of opposite sign corresponding to probable flexural strength,  $M_{pr}$ , act at the joint faces and that the beam is loaded with the factored tributary gravity load along its span.

**18.6.5.1 القوى التصميمية -** يتم حساب قوة القص التصميمية  $V_e$  من اعتبار القوى على جزء الكمرة بين وجوه المفاصل. يجب افتراض أن العزوم عكس الإشارة التي تقابل مقاومة الانحناء المحتملة،  $M_{pr}$ ، تعمل على الأوجه المفصل وأن الكمرة تكون محملة بحمولة رأسية مصعدة على امتداد أطوالها.

18.6.5.2 Transverse reinforcement—

Transverse reinforcement over the lengths identified in 18.6.4.1 shall be designed to resist shear assuming  $V_c = 0$  when both (a) and (b) occur:

- (a) The earthquake-induced shear force calculated in accordance with 18.6.5.1 represents at least one-half of the maximum required shear strength within those lengths.  
(b) The factored axial compressive force  $P_u$  including earthquake effects is less than  $Agfc/20$ .

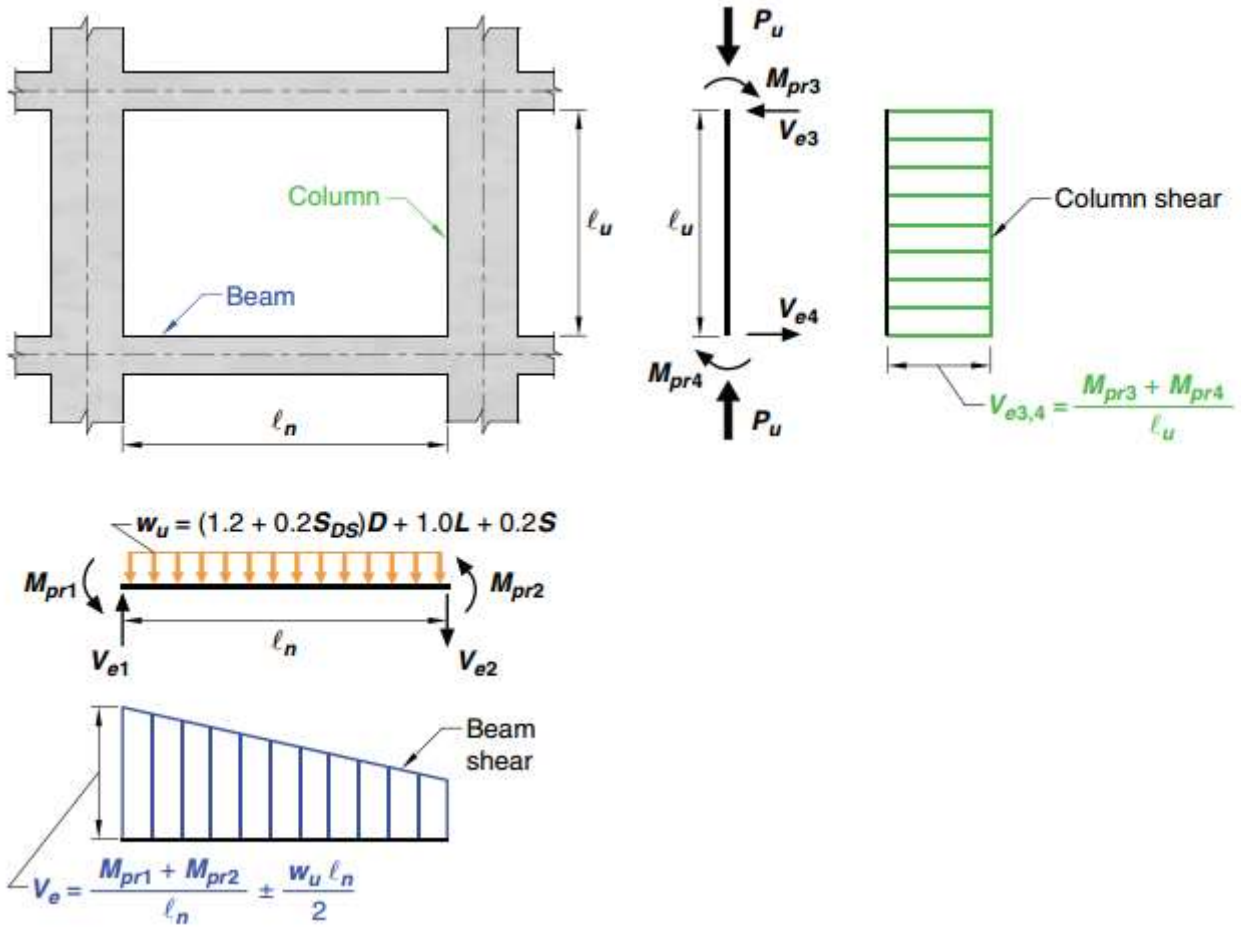
**18.6.5.2 التسليح العرضي:**

**18.6.4.1 يجب تصميم التسليح العرضي على أمتداد الأطوال المحددة في**  
لمقاومة القص بافتراض  $V_c = 0$  عند حدوث كل من (a) و (b) :  
(أ) تمثل قوة القص الناتجة بالزلازل والمحسوبة وفقاً لـ 18.6.5.1 ، على الأقل نصف مقاومة القص القصوى المطلوبة ضمن تلك الأطوال.  
(ب) قوة الضغط المحورية المصعدة  $P_u$  بما في ذلك تأثير الزلازل أقل من  $Agfc/20$

**R18.6.5 Shear strength**—Unless a beam possesses a moment strength that is on the order of 3 or 4 times the design moment, it should be assumed that it will yield in flexure in the event of a major earthquake. The design shear force should be selected so as to be a good approximation of the maximum shear that may develop in a member. Therefore, required shear strength for frame members is related to flexural strengths of the designed member rather than to factored shear forces indicated by lateral load analysis. The conditions described by 18.6.5.1 are illustrated in Fig. R18.6.5. Because the actual yield strength of the longitudinal reinforcement may exceed the specified yield strength and because strain hardening of the reinforcement is likely to take place at a joint subjected to large rotations, required shear strengths are determined using a stress of at least  $1.25f_y$  in the longitudinal reinforcement. Experimental studies (Popov et al. 1972) of reinforced concrete members subjected to cyclic loading have demonstrated that more shear reinforcement is required to ensure a flexural failure if the member is subjected to alternating nonlinear displacements than if the member is loaded in only one direction: the necessary increase of shear reinforcement being higher in the case of no axial load. This observation is reflected in the Code (refer to 18.6.5.2) by eliminating the term representing the contribution of concrete to shear strength. The added conservatism on shear is deemed necessary in locations where potential flexural hinging may occur. However, this stratagem, chosen for its relative simplicity, should not be interpreted to mean that no concrete is required to resist shear. On the contrary, it may be argued that the concrete core resists all the shear with the shear (transverse) reinforcement confining and strengthening the concrete. The confined concrete core plays an important role in the behavior of the beam and should not be reduced to a minimum just because the design expression does not explicitly recognize it.

**R18.6.5 مقاومة القص -** ما لم يكن الكمرة مقاومة العزم التي تصل إلى 3 أو 4 مرات من عزم تصميمي ، ينبغي افتراض أنها سوف تخضع للانحناء في حالة حدوث زلزال كبير. يجب اختيار قوة القص التصميمية بحيث تكون قريبة جداً لأقصى قص الذي قد يتطور في العنصر. ولذلك، فإن مقاومة القص المطلوبة لعناصر الأطار مرتبطة بقوة الانحناء للعنصر المصمم بدلاً من قوى القص المصعدة المشار إليها بواسطة تحليل الحمل الجانبي. الشروط الموصوفة في 18.6.5.1 موضحة في الشكل R.6.6.5. نظراً لأن مقاومة الخضوع الفعلية للتسليح الطولي قد تتجاوز مقاومة الخضوع المحددة ولأن تصلب الانفعال من المرجح أن يحدث في مفصل معرض لدورانات كبيرة، يتم تحديد مقاومة القص باستخدام إجهاد لا يقل عن 1.25 في التسليح الطولي. أثبتت الدراسات التجريبية (Popov et al. 1972) لعناصر الخرسانية المسلحة المعرضة للتحميل الدوري أنه يلزم المزيد من تسليح القص لضمان انهيار الانحناء إذا تعرض العنصر للازاحات الغير خطية التبادلية مما لو تم تحميل العنصر في اتجاه واحد فقط: الزيادة اللازمة من تسليح القص يكون أعلى في حالة عدم وجود حمولة محورية. تنعكس هذه الملاحظة في الكود (راجع 18.6.5.2) من خلال القضاء على المصطلح الذي يمثل مساهمة الخرسانة في مقاومة القص. يعتبر التحفظ الإضافي على القص ضرورياً في الأماكن التي قد يحدث فيها مفصل الانحناء محتمل. ومع ذلك، لا ينبغي أن تفسر هذه الحيلة، المختارة ببساطتها النسبية، على أنها تعني أنه لا توجد حاجة إلى الخرسانة لمقاومة القص. على العكس من ذلك، قد يقال إن النواة الخرسانية يقاوم كل القص مع تسليح القص (العرضي) وتسليح الخرسانة. يلعب النواة الخرسانية المحصورة دوراً مهماً في سلوك الكمرة ويجب ألا يتم تقليلها إلى أدنى حد فقط لأن تعبير التصميم لا يتعرف عليه صراحة





#### Notes on Fig. R18.6.5:

Direction of shear force  $V_e$  depends on relative magnitudes of gravity loads and shear generated by end moments. End moments  $M_{pr}$  based on steel tensile stress of  $1.25f_y$ , where  $f_y$  is specified yield strength. (Both end moments should be considered in both directions, clockwise and counter-clockwise). End moment  $M_{pr}$  for columns need not be greater than moments generated by the  $M_{pr}$  of the beams framing into the beam-column joints.  $V_e$  should not be less than that required by analysis of the structure.

ملاحظات على الشكل: R18.6.5 يعتمد اتجاه قوة القص  $V_e$  على المقادير النسبية لأحمال راسية والقص الناتجة عن العزوم النهائية. العزوم النهائية  $M_{pr}$  على أساس إجهاد الشد للحديد  $1.25 f_y$ ، حيث  $f_y$  هي مقاومة الخضوع المحددة. (يجب النظر في كلتا العزوم النهائية في كلا الاتجاهين، باتجاه عقارب الساعة وعكس اتجاه عقارب الساعة). لا يلزم أن يكون العزم النهائي  $M_{pr}$  للأعمدة أكبر من العزوم التي يولدها  $M_{pr}$  لكمرات الاطار في مفاصل كمر - عمود. لا ينبغي أن يكون  $V_e$  أقل مما هو مطلوب من خلال تحليل المنشأ.

Fig. R18.6.5—Design shears for beams and columns.

الشكل - R18.6.5: قوى القص التصميمية للكمرات والأعمدة

## 18.7—Columns of special moment frames

### 18.7.1 Scope

#### 18.7 — أعمدة إطارات العزوم الخاصة 18.7.1 المجال

18.7.1.1 This section shall apply to columns of special moment frames that form part of the seismic-force-resisting system and are proportioned primarily to resist flexure, shear, and axial forces.

18.7.1.1 يطبق هذا القسم على أعمدة إطارات العزوم الخاصة التي تشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية ، وتناسب في المقام الأول مع مقاومة الانحناء والقص والقوى المحورية.

### 18.7.2 Dimensional limits

#### 18.7.2 حدود الأبعاد

18.7.2.1 Columns shall satisfy (a) and (b):

(a) The shortest cross-sectional dimension, measured on a straight line passing through the geometric centroid, shall be at least 300mm.

(b) The ratio of the shortest cross-sectional dimension to the perpendicular dimension shall be at least 0.4

18.7.2.1 يجب أن تحقق الأعمدة (أ) و (ب) ما يلي:  
(أ) أقصر بعد للمقطع العرضي ، يقاس على خط مستقيم يمر عبر المركز الهندسي، يجب أن يكون mm300 على الأقل.  
(ب) تكون نسبة بعد للمقطع العرضي إلى البعد العمودي 0.4 على الأقل

## R18.7—Columns of special moment frames

### R18.7 — أعمدة إطارات العزوم الخاصة

**R18.7.1** Scope—This section applies to columns of special moment frames regardless of the magnitude of axial force. Before 2014, the Code permitted columns with low levels of axial stress to be detailed as beams.

**R18.7.1** المجال - ينطبق هذا القسم على أعمدة إطارات العزوم الخاصة بغض النظر عن حجم القوة المحورية. قبل عام 2014، سمحت الكود للأعمدة ذات المستويات المنخفضة من الاجهاد المحوري بالتفصيل على شكل كمرات.

**R18.7.2** Dimensional limits—The geometric constraints in this provision follow from previous practice (Seismology Committee of SEAOC 1996).

**R18.7.2** حدود الأبعاد - تتبع القيود الهندسية الواردة في هذا الحكم من التطبيق السابق (لجنة علم الزلازل في SEAOC 1996).

**18.7.3 Minimum flexural strength of columns****18.7.3 أقل مقاومة للانحناء للأعمدة**

**18.7.3.1** Columns shall satisfy 18.7.3.2 or 18.7.3.3, except at connections where the column is discontinuous above the connection and the column factored axial compressive force  $P_u$  under load combinations including earthquake effect,  $E$ , are less than  $A_g f_c'/10$ .

**18.7.3.1** يجب أن تستوفي الأعمدة 18.7.3.2 أو 18.7.3.3 ، باستثناء الوصلات حيث يكون العمود غير مستمر فوق الوصلة وتكون قوة الضغط المحوري المصعدة في العمود تحت تراكيب الحمل بما في ذلك تأثير الزلزال ،  $E$  ، أقل من  $A_g f_c'/10$  .

18.7.3.2 The flexural strengths of the columns shall satisfy

$$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb} \quad (18.7.3.2)$$

where  $\sum M_{nc}$  is sum of nominal flexural strengths of columns framing into the joint, evaluated at the faces of the joint. Column flexural strength shall be calculated for the factored axial force, consistent with the direction of the lateral forces considered, resulting in the lowest flexural strength.  $\sum M_{nb}$  is sum of nominal flexural strengths of the beams framing into the joint, evaluated at the faces of the joint. In T-beam construction, where the slab is in tension under moments at the face of the joint, slab reinforcement within an effective slab width defined in accordance with 6.3.2 shall be assumed to contribute to  $M_{nb}$  if the slab reinforcement is developed at the critical section for flexure. Flexural strengths shall be summed such that the column moments oppose the beam moments. Equation (18.7.3.2) shall be satisfied for beam moments acting in both directions in the vertical plane of the frame considered

18.7.3.2 يجب أن تستوفي مقاومة الانحناء للأعمدة

$$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb} \quad (18.7.3.2)$$

حيث  $\sum M_{nc}$  هو مجموع مقاومة الانحناء الاسمية للأعمدة التي تتشكل في المفصل، ويتم تقييمها عند وجوه المفصل. يتم حساب مقاومة الانحناء للعمود للقوة المحورية المصعدة، بما يتماشى مع اتجاه القوى الجانبية التي يتم النظر فيها، مما ينتج عنه أدنى مقاومة للانحناء  $\sum M_{nb}$ . هو مجموع مقاومة الانحناء الاسمية لأطوار الكمرات في المفصل ، والتي تم تقييمها عند وجوه المفصل. في بناء الكمرات-T ، حيث تكون البلاطة في حالة شد تحت العزوم عند وجه المفصل، يجب أن يفترض أن التسليح في العرض الفعال للبلاطة المحددة وفقاً للفقرة 6.3.2 يساهم في  $M_{nb}$  إذا تم تثبيت تسليح البلاطة في المقطع الحرج للانحناء. يجب جمع مقاومة الانحناء بحيث عزوم الأعمدة تعاكس عزوم الكمرات. يجب استيفاء المعادلة (18.7.3.2) لعزوم الكمرات التي تعمل في كلا الاتجاهين في المستوى الرأسي للإطار المعتبر.

18.7.3.3 If 18.7.3.2 is not satisfied at a joint, the lateral strength and stiffness of the columns framing into that joint shall be ignored when calculating strength and stiffness of the structure. These columns shall conform to 18.14.

18.7.3.3 إذا لم يتم استيفاء 18.7.3.2 في المفصل ، فيجب تجاهل المقاومة والجساءة الجانبية للأعمدة التي تتشكل في ذلك المفصل عند حساب مقاومة وجساءة المنشأ. يجب أن تتطابق هذه الأعمدة مع 18.14.

**R18.7.3 Minimum flexural strength of columns**—The intent of 18.7.3.2 is to reduce the likelihood of yielding in columns that are considered as part of the seismic-force-resisting system. If columns are not stronger than beams framing into a joint, there is increased likelihood of inelastic action. In the worst case of weak columns, flexural yielding can occur at both ends of all columns in a given story, resulting in a column failure mechanism that can lead to collapse. In 18.7.3.2, the nominal strengths of the beams and columns are calculated at the joint faces, and those strengths are compared directly using Eq. (18.7.3.2). The 1995 and earlier Codes required design strengths to be compared at the center of the joint, which typically produced similar results but with added calculation effort. In determining the nominal moment strength of a beam section in negative bending (top in tension), longitudinal reinforcement contained within an effective flange width of a top slab that acts monolithically with the beam increases the beam strength. French and Moehle (1991), on beam-column subassemblies under lateral loading, indicates that using the effective flange widths defined in 6.3.2 gives reasonable estimates of beam negative moment strengths of interior connections at story displacements approaching 2 percent of story height. This effective width is conservative where the slab terminates in a weak spandrel. If 18.7.3.2 cannot be satisfied at a joint, 18.7.3.3 requires that any positive contribution of the column or columns involved to the lateral strength and stiffness of the structure is to be ignored. Negative contributions of the column or columns should not be ignored. For example, ignoring the stiffness of the column ought not to be used as a justification for reducing the design base shear. If inclusion of those columns in the analytical model of the building results in an increase in torsional effects, the increase should be considered as required by the general building code. Furthermore, the column must be provided with transverse reinforcement to increase its resistance to shear and axial forces.

**R18.7.3 - أقل مقاومة للانحناء للأعمدة إن الغرض من 18.7.3.2 هو تقليل احتمالية خضوع في الأعمدة التي تعتبر جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية. إذا لم تكن الأعمدة أقوى من كمرات التي تشكل في المفصل، فهناك احتمال متزايد للعمل الغير مرن. في أسوأ حالة للأعمدة الضعيفة، يمكن أن يحدث خضوع الانحناء عند طرفي جميع الأعمدة في منطقة معينة ، مما يؤدي إلى آلية فشل العمود التي يمكن أن تؤدي إلى الانهيار. في 18.7.3.2، يتم حساب المقاومة الاسمية للكمرات والأعمدة على وجوه المفصل، وتقارن المقاومة تلك مباشرة باستخدام المعادلة (18.7.3.2). مطلبات كود عام 1995 وأوائلها أن تقارن المقاومة التصميمية في مركز المفصل، الذي ينتج عادةً نتائج متشابهة ولكن مع جهد حسابي إضافي. عند تحديد مقاومة العزم الاسمية لمقطع الكمرات في الانحناء السالب (أعلى الشد)، فإن التسليح الطولي المتضمن داخل عرض الشفة فعال للبلاطة العلوي الذي يعمل بشكل متجانس مع الكمرات يزيد من مقاومة الكمرات. تشير الفرنسية و (1991) Moehle ، على تجميعات كمرات -عمود تحت التحميل الجانبي ، إلى أن استخدام عروض الشفة الفعالة المحددة في 6.3.2 يعطي تقديرات معقولة لمقاومة العزم السالب للكمرات في الازاحات الطابقية التي تقارب 2٪ من ارتفاع الطابق. هذا العرض الفعال هو متحفظ حيث تنتهي البلاطة في النخافة الضعيفة. إذا كان 18.7.3.2 لا يمكن استيفاءه في المفصل، 18.7.3.3 يتطلب أن يتم تجاهل أي مساهمة إيجابية للعمود أو الأعمدة المعنية بالمقاومة الجانبية وصلابة المنشأ. لا ينبغي تجاهل المساهمات السالبة للعمود أو الأعمدة. على سبيل المثال، يجب عدم استخدام صلابة الأعمدة كمبرر لتقليل القص الأساسي التصميمي. إذا أدى إدراج هذه الأعمدة في النموذج التحليلي للمبنى إلى زيادة في التأثيرات الالتوائية، فيجب اعتبار الزيادة كما هو مطلوب في كود البناء العام. علاوة على ذلك، يجب تزويد العمود بتسليح عرضي لزيادة مقاومته لقوى القص والقوى المحورية.**

#### 18.7.4 Longitudinal reinforcement

##### 18.7.4 التسليح الطولي

18.7.4.1 Area of longitudinal reinforcement,  $A_{st}$ , shall be at least  $0.01A_g$  and shall not exceed  $0.06A_g$ .

18.7.4.1 يجب أن يكون مساحة التسليح الطولي ،  $A_{st}$  ، على الأقل  $0.01A_g$  ويجب ألا يتجاوز  $0.06A_g$ .

18.7.4.2 In columns with circular hoops, there shall be at least six longitudinal bars.

18.7.4.2 في الأعمدة ذات الاطواق الدائرية ، يجب أن يكون هناك ستة أسياخ طولية على الأقل.

**R18.7.4 Longitudinal reinforcement**—The lower limit of the area of longitudinal reinforcement is to control time-dependent deformations and to have the yield moment exceed the cracking moment. The upper limit of the area reflects concern for reinforcement congestion, load transfer from floor elements to column (especially in low-rise construction) and the development of high shear stresses. Spalling of the shell concrete, which is likely to occur near the ends of the column in frames of typical configuration, makes lap splices in these locations vulnerable. If lap splices are to be used at all, they should be located near the midheight where stress reversal is likely to be limited to a smaller stress range than at locations near the joints. Transverse reinforcement is required along the lap-splice length because of the uncertainty in moment distributions along the height and the need for confinement of lap splices subjected to stress reversals (Sivakumar et al. 1983).

**18.7.4 التسليح الطولي** - الحد الأدنى لمساحة التسليح الطولي للتحكم في التشوهات المتوقعة وقد تجاوز عزم الخضوع عزم التشقق. يعكس الحد الأعلى للمساحة القلق على ازدحام التسليح ، ونقل الحمولة من العناصر الأرضية إلى العمود (خاصة في البناء منخفض الارتفاع) وتطور الاجهادات العالية للقص. إن انقسام الخرسانة ، التي من المحتمل أن تحدث بالقرب من نهايات العمود في إطارات التكوينات النموذجية، يجعل توصيلات التداخل في هذه المواقع ضعيفة. إذا كان من المفترض استخدام توصيلات التداخل على الإطلاق، فيجب أن تكون موجودة بالقرب من منتصف الارتفاع حيث من المرجح أن يكون انعكاس الاجهاد مقصوراً على مجال اجهاد أصغر من المواقع القريبة من المفاصل. مطلوب التسليح العرضي على التوصيل المتداخل بسبب عدم اليقين في توزيع العزوم على الطول والحاجة إلى حصر توصيلات التداخل المعرضة لانعكاس الاجهادات (Sivakumar et al. 1983).

18.7.4.3 Over column clear height, longitudinal reinforcement shall be selected such that  $1.25\ell_d \leq \ell_u/2$ .

18.7.4.3 على الارتفاع الصافي للعمود ، يتم اختيار التسليح الطولي بحيث يكون  $dd \leq \ell_u / 2.1.25$

**R18.7.4.3 Bond splitting failure along longitudinal bars within the clear column height may occur under earthquake demands (Ichinose 1995; Sokoli and Ghannoum 2016).** Splitting can be controlled by restricting longitudinal bar size, increasing the amount of transverse reinforcement, or increasing concrete strength, all of which reduce the development length of longitudinal bars ( $\ell_d$ ) over column clear height ( $\ell_u$ ). Increasing the ratio of column-to-beam moment strength at joints can reduce the inelastic demands on longitudinal bars in columns under earthquake demands.

18.7.4.4 Mechanical splices shall conform to 18.2.7 and welded splices shall conform to 18.2.8. Lap splices shall be permitted only within the center half of the member length, shall be designed as tension lap splices, and shall be enclosed within transverse reinforcement in accordance with 18.7.5.2 and 18.7.5.3.

18.7.4.4 يجب أن تتوافق التوصيلات الميكانيكية مع 18.2.7 وأن تكون التوصيلات الملحومة مطابقة لـ 18.2.8. يُسمح بتوصيلات التداخل فقط في النصف الأوسط من طول العنصر ، وتكون مصممة على شكل توصيلات متداخلة للشد ، ويجب أن تكون محاطة بداخل التسليح العرضي طبقاً للبند 18.7.5.2 و 18.7.5.3.

**R18.7.4.3 انهيار انقسام الترابط على طول الاسياخ الطولية داخل ارتفاع العمود الصافي قد يحدث تحت متطلبات الزلزال (Ichinose 1995; Sokoli and Ghannoum 2016).** يمكن التحكم في الانقسام عن طريق تقيد حجم السبيخ الطولي ، وزيادة كمية التسليح العرضي ، أو زيادة مقاومة الخرسانة ، وكلها تقلل من طول تثبيت الاسياخ الطولية ( $\ell_d$ ) على الارتفاع الصافي للعمود ( $\ell_u$ ). يمكن أن تؤدي زيادة نسبة مقاومة عزم العمود إلى الكمرات في المفاصل إلى تقليل الطلبات الغير مرنة على الاسياخ الطولية في الأعمدة تحت متطلبات الزلزال.

## CODE

### الكود

#### 18.7.5 Transverse reinforcement

#### 18.7.5 التسليح العرضي

18.7.5.1 Transverse reinforcement required in 18.7.5.2 through 18.7.5.4 shall be provided over a length  $\ell_o$  from each joint face and on both sides of any section where flexural yielding is likely to occur as a result of lateral displacements beyond the elastic range of behavior. Length  $\ell_o$  shall be at least the greatest of (a) through (c):

- (a) The depth of the column at the joint face or at the section where flexural yielding is likely to occur
- (b) One-sixth of the clear span of the column
- (c) 450mm .

**18.7.5.1** يجب توفير التسليح العرضي المطلوب في 18.7.5.2 حتى 18.7.5.4 على طول  $\ell_o$  من كل وجه المفصل وعلى جانبي أي مقطع حيث من المرجح أن يحدث خضوع الانحناء نتيجة للأزاحة الجانبية إلى خارج السلوك المرن. يجب أن يكون الطول  $\ell_o$  على الأقل من (أ) إلى (ج):  
(أ) عمق العمود عند وجه المفصل أو في المقطع الذي من المرجح أن يحدث فيه خضوع الانحناء  
(ب) سدس الطول الصافي للعمود  
(ج) mm450 .

## COMMENTARY

### التعليق

**R18.7.5** Transverse reinforcement—This section is concerned with confining the concrete and providing lateral support to the longitudinal reinforcement.

**R18.7.5** التسليح العرضي - يتعلق هذا القسم بحصر الخرسانة وتوفير الدعم الجانبي للتسليح الطولي

**R18.7.5.1** This section stipulates a minimum length over which to provide closely-spaced transverse reinforcement at the column ends, where flexural yielding normally occurs. Research results indicate that the length should be increased by 50 percent or more in locations, such as the base of a building, where axial loads and flexural demands may be especially high (Watson et al. 1994).

**R18.7.5.1** ينص هذا القسم على الحد الأدنى للطول الذي يتم من خلاله توفير تسليح عرضي متقارب التباعد عند نهايات الأعمدة ، حيث يحدث عادةً خضوع الانحناء. تشير نتائج البحث إلى أنه يجب زيادة الطول بنسبة 50٪ أو أكثر في المواقع، مثل قاعدة المبنى، حيث قد تكون الأحمال المحورية ومطالب الانحناء عالية بشكل خاص (واتسون وآخرون 1994).



**18.7.5.2** Transverse reinforcement shall be in accordance with (a) through (f):

(a) Transverse reinforcement shall comprise either single or overlapping spirals, circular hoops, or rectilinear hoops with or without crossties.

(b) Bends of rectilinear hoops and crossties shall engage peripheral longitudinal reinforcing bars.

(c) Crossties of the same or smaller bar size as the hoops shall be permitted, subject to the limitation of 25.7.2.2. Consecutive crossties shall be alternated end for end along the longitudinal reinforcement and around the perimeter of the cross section.

(d) Where rectilinear hoops or crossties are used, they shall provide lateral support to longitudinal reinforcement in accordance with 25.7.2.2 and **25.7.2.3**.

(e) Reinforcement shall be arranged such that the spacing  $h_x$  of longitudinal bars laterally supported by the corner of a crosstie or hoop leg shall not exceed 350 mm. around the perimeter of the column.

(f) Where  $P_u > 0.3Agfc'$  or  $fc' > 70$  MPa in columns with rectilinear hoops, every longitudinal bar or bundle of bars around the perimeter of the column core shall have lateral support provided by the corner of a hoop or by a seismic hook, and the value of  $h_x$  shall not exceed 200 mm.  $P_u$  shall be the largest value in compression consistent with factored load combinations including E.

**18.7.5.2** يجب أن يكون التسليح العرضي وفقاً لـ (أ) خلال (و):  
(أ) يشمل التسليح العرضي إما الكانات المفردة أو الحلزونية المتداخلة ، أو الأطواق الدائرية ، أو الأطواق المستطيلة مع أو بدون عكفات.  
(ب) الانحناء للأطواق المستطيلة والعكفات بأسياخ التسليح الطولية الطرفية.  
(ج) يسمح بالعكفات في نفس أو أصغر من حجم السبيخ كاطواق، مع مراعاة الحد 25.7.2.2. تكون العكفات المتتالية نهاية متناوبة للنهاية على طول التسليح الطولي وحول محيط المقطع العرضي.

(د) في حالة استخدام الأطواق المستطيلة أو العكفات، يجب أن تقدم دعماً جانبياً للتسليح الطولي وفقاً لـ 25.7.2.2 و **25.7.2.3**.  
(هـ) يتم ترتيب التسليح بحيث لا يتجاوز التباعد بين الاسياخ الطولية المدعومة أفقياً بزاوية معكوفة أو ساق الطوق 350 mm حول محيط العمود.

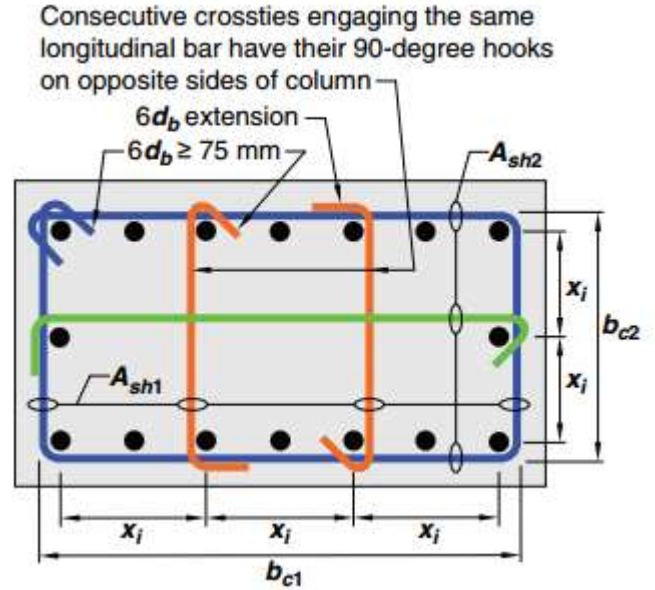
(و) عندما يكون  $P_u > 0.3Agfc'$  أو  $fc' > 70$  MPa ، في الأعمدة ذات الأطواق المستطيلة، فإن كل سبيخ طولي أو حزمة من الاسياخ حول محيط قلب العمود يجب أن يكون لها دعم جانبي يتم توفيره بواسطة زاوية الطوق أو بواسطة عكفة زلزالية، ويجب ألا تتجاوز قيمة  $h_x$  عن 200 mm. يجب أن يكون  $P_u$  أكبر قيمة في الضغط تتفق مع تراكيب الاحمال المصعدة بما في ذلك .

E

**R18.7.5.2** Sections 18.7.5.2 and 18.7.5.3 provide requirements for configuration of transverse reinforcement for columns and joints of special moment frames. Figure R18.7.5.2 shows an example of transverse reinforcement provided by one hoop and three crossties. Crossties with a 90-degree hook are not as effective as either crossties with 135-degree hooks or hoops in providing confinement. For lower values of  $P_u/Agfc'$  and lower concrete compressive strengths, crossties with 90 degree hooks are adequate if the ends are alternated along the length and around the perimeter of the column. For higher values of  $P_u/Agfc'$ , for which compression-controlled behavior is expected, and for higher compressive strengths, for which behavior tends to be more brittle, the improved confinement provided by having corners of hoops or seismic hooks supporting all longitudinal bars is important to achieving intended performance. Where these conditions apply, crossties with seismic hooks at both ends are required. The 8 in. limit on  $h_x$  is also intended to improve performance under these critical conditions. For bundled bars, bends or hooks of hoops and crossties need to enclose the bundle, and longer extensions on hooks should be considered. Column axial load  $P_u$  should reflect factored compressive demands from both earthquake and gravity loads. In past editions of the Code, the requirements for transverse reinforcement in columns, walls, beam-column joints, and diagonally reinforced coupling beams referred to the same equations. In the 2014 edition of the Code, the equations and detailing requirements differ among the member types based on consideration of their loadings, deformations, and performance requirements. Additionally,  $h_x$  previously referred to the distance between legs of hoops or crossties. In the 2014 edition of the Code,  $h_x$  refers to the distance between longitudinal bars supported by those hoops or crossties.

**R18.7.5.2** يقدم القسمان 18.7.5.2 و 18.7.5.3 متطلبات تكوين التسليح العرضي للأعمدة والمفاصل ذات إطارات العزوم الخاصة. يُظهر الشكل R.7.7.5.2 مثالاً لتسليح المقطع العرضي التي يوفرها طوق واحد وثلاث روابط متقاطعة. لا تكون الروابط المتقاطعة مع خطاف 90 درجة فعالة كما هو الحال مع روابط متقاطعة مع خطافات من 135 درجة أو الأطواق في توفير الحصر. بالنسبة للقيم المنخفضة لـ  $P_u / Agfc'$  ومقاومة الضغط المنخفضة للخرسانة، فإن الروابط المتقاطعة المزودة بـ 90 درجة خطاف تكون كافية إذا كانت النهايات متبادلة على طول محيط العمود وحوله. بالنسبة للقيم الأعلى لـ  $P_u / Agfc'$  ، والتي يتوقع سلوك ومقاومة تحكم الضغط ، ولمقاومة ضغط أعلى ، والتي يكون سلوكها أكثر هشاشة ، فإن الحصر المحسن الذي يوفره وجود زوايا من الأطواق أو الخطافات الزلزالية التي تدعم جميع الاسياخ الطولية مهم لتحقيق الأداء المقصود. وحيثما تنطبق هذه الشروط، تكون هناك حاجة إلى روابط متقاطعة مع خطافات زلزالية عند كلا الطرفين. الحد 8 في x. على  $H_x$  يهدف أيضاً إلى تحسين الأداء تحت هذه الشروط الهامة. بالنسبة لحزمة الاسياخ، يجب أن يتم وضع الروابط الانحناءات أو الخطافات أو الأطواق أو الروابط المتقاطعة لإرفاق الحزمة، وينبغي النظر في التمديدات الأطول على الخطافات. الحمل المحوري للعمود يجب أن يعكس  $P_u$  عوضاً عن متطلبات الضغط المصعد من كل من الزلازل وأحمال راسية. في الإصدارات السابقة من الكود ، أشارت متطلبات التسليح العرضي في الأعمدة والجدران ومفاصل كمر - عمود وكمرات الأزواج المسلحة قطعياً إلى المعادلات نفسها. في طبعة 2014 من الكود ، تختلف المعادلات وتفاصيل المتطلبات بين أنواع العناصر الأساسية في الاعتبار لعمليات التحميل والتشوهات ومتطلبات الأداء الخاصة بهم. بالإضافة إلى ذلك،  $h_x$  أشار سابقاً إلى المسافة بين أرجل الأطواق أو الروابط المتقاطعة في طبعة 2014 من الكود ، يشير  $h_x$  إلى المسافة بين الاسياخ الطولية المدعومة بتلك الأطواق أو الروابط المتقاطعة.





The dimension  $x_i$  from centerline to centerline of laterally supported longitudinal bars is not to exceed 350 mm. The term  $h_x$  used in Eq. (18.7.5.3) is taken as the largest value of  $x_i$ .

البعد  $x_i$  من خط الوسط إلى خط الوسط للاسياخ الطولية المدعومة جانبيًا لا يتجاوز 350 مم. مصطلح  $h_x$  المستخدم في المعادلة (18.7.5.3) تعتبر أكبر قيمة لـ  $x_i$ .

Fig. R18.7.5.2—Example of transverse reinforcement in columns.

الشكل - R.18.7.5.2. مثال على التسليح العرضي في الأعمدة.

**18.7.5.3** Spacing of transverse reinforcement shall not exceed the least of (a) through (d):

- (a) One-fourth of the minimum column dimension
- (b) For Grade 420,  $6d_b$  of the smallest longitudinal bar
- (c) For Grade 550,  $5d_b$  of the smallest longitudinal bar
- (d)  $s_o$ , as calculated by:

**18.7.5.3** يجب ألا يتجاوز تباعد التسليح العرضي الحد الأدنى من (أ) إلى (د):  
ربع أقل بُعد للعمود (ب) للدرجة 420 ،  $6d_b$  من أصغر سبيخ طولي (ج) للدرجة 550 ،  $5d_b$  من أصغر سبيخ طولي (د) هكذا ، محسوبة بواسطة:

The value of  $s_o$  from Eq. (18.7.5.3) shall not exceed 150 mm. and need not be taken less than 100mm .

$$s_o = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (18.7.5.3)$$

قيمة  $s_o$  من المعادلة (18.7.5.3) يجب ألا يتجاوز 150 mm. ويجب ألا يؤخذ أقل من 100 mm.

**R18.7.5.3** The requirement that spacing not exceed one-fourth of the minimum member dimension or 150 mm is for concrete confinement. If the maximum spacing of cross-ties or legs of overlapping hoops within the section is less than 350 mm, then the 100 mm limit can be increased as permitted by Eq. (18.7.5.3). The spacing limit as a function of the longitudinal bar diameter is intended to provide adequate longitudinal bar restraint to control buckling after spalling.

**R18.7.5.3** الشرط الذي لا يتجاوز فيه التباعد أربعة أبعاد من الحد الأدنى للعناصر أو 150 مم هو للحصر الخرساني. إذا كان الحد الأقصى للمباعدة بين الروابط المتقاطعة أو أرجل الأطواق المتداخلة داخل المقطع أقل من 350 مم ، فيمكن زيادة حد 100 مم على النحو المسموح به بواسطة المعادلة (18.7.5.3). ويهدف حد التباعد كدالة لقطر السبيخ الطولي إلى توفير سبيخ طولي مناسب للتحكم في الانبعاج بعد الانقسام.

**18.7.5.4** Amount of transverse reinforcement shall be in accordance with Table 18.7.5.4. The concrete strength factor  $k_f$  and confinement effectiveness factor  $k_n$  are calculated according to Eq. (18.7.5.4a) and (18.7.5.4b).

**18.7.5.4** يجب أن يكون مقدار التسليح العرضي وفقاً للجدول 18.7.5.4. يتم حساب معامل مقاومة الخرسانة  $k_f$  ومعامل الحصر الفعال  $k_n$  حسب معادلة (18.7.5.4a) و (18.7.5.4b).

$$(a) \quad k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \quad (18.7.5.4a)$$

$$(b) \quad k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (18.7.5.4b)$$

where  $n_l$  is the number of longitudinal bars or bar bundles around the perimeter of a column core with rectilinear hoops that are laterally supported by the corner of hoops or by seismic hooks.

حيث  $n_l$  هو عدد الاسياخ الطولية أو حزمة الاسياخ حول محيط قلب العمود مع الكانات المستطيلة المدعمة جانبياً بواسطة ركن الاطواق أو بواسطة العكفات الزلزالية.

**R18.7.5.4** The effect of helical (spiral) reinforcement and adequately configured rectilinear hoop reinforcement on deformation capacity of columns is well established (Sakai and Sheikh 1989). Expressions (a), (b), (d), and (e) in Table 18.7.5.4 have historically been used in ACI 318 to calculate the required confinement reinforcement to ensure that spalling of shell concrete does not result in a loss of column axial load strength. Expressions (c) and (f) were developed from a review of column test data (Elwood et al. 2009) and are intended to result in columns capable of sustaining a drift ratio of 0.03 with limited strength degradation. Expressions (c) and (f) are triggered for axial load greater than  $0.3A_g f'_c$ , which corresponds approximately to the onset of compression controlled behavior for symmetrically reinforced columns. The  $k_n$  term (Paultre and Légeron 2008) decreases the required confinement for columns with closely spaced, laterally supported longitudinal reinforcement because such columns are more effectively confined than columns with more widely spaced longitudinal reinforcement. The  $k_f$  term increases the required confinement for columns with  $f'_c > 70$  MPa because such columns can experience brittle failure if not well confined. Concrete strengths greater than 100 MPa should be used with caution given the limited test data for such columns. The concrete strength used to determine the confinement reinforcement is required to be the same as that specified in the construction documents. Expressions (a), (b), and (c) in Table 18.7.5.4 are to be satisfied in both cross-sectional directions of the rectangular core. For each direction,  $b_c$  is the core dimension perpendicular to the tie legs that constitute  $A_{sh}$ , as shown in Fig. R18.7.5.2. Research results indicate that high strength reinforcement can be used effectively as confinement reinforcement. Section 20.2.2.4 permits a value of  $f_{yt}$  as high as 700 MPa to be used in Table 18.7.5.4

**R18.7.5.4** إن تأثير التسليح الحلزوني وتسليح الطوق المستطيل المكون بالشكل الكافي على قدرة التشوه للأعمدة أمر راسخ (Sakai and Sheikh 1989). استخدمت تعبيرات (أ) و (ب) و (د) و (هـ) في الجدول 18.7.5.4 تاريخياً في ACI 318 لحساب تسليح الحصر المطلوب لضمان ألا ينتج عن تقشير الخرسانة مقاومة الحمل المحوري للعمود. تم تثبيت تعبيرات (c) و (f) من مراجعة بيانات اختبار العمود (Elwood et al. 2009) وتهدف إلى إنشاء أعمدة قادرة على الحفاظ على معدل انحراف قدره 0.03 مع انخفاض محدود في المقاومة. يتم تشغيل التعبيرات (c) و (f) للحمولة المحورية التي تزيد عن  $0.3 A_g f'_c$ ، والتي تقابل تقريباً بداية السلوك المتحكم في الضغط للأعمدة المسلحة تناظرياً. ويقلل مصطلح  $k_n$  (Paultre and Légeron 2008) من الحصر المطلوب للأعمدة ذات التسليح الطولية المتقاربة والمدعومة من الجانب، لأن هذه الأعمدة تكون أكثر فاعلية من الأعمدة ذات التسليح الطولي الأكثر تباعداً. يزيد المصطلح  $k_f$  من الحصر المطلوب للأعمدة  $f'_c > 70$  MPa لأن هذه الأعمدة يمكن أن تعاني من انهيار هش إذا لم تكن محصورة بشكل جيد. يجب استخدام المقاومة الخرسانية التي تزيد عن 100 MPa بحذر نظراً لبيانات الاختبار المحدودة لهذه الأعمدة. مطلوب مقاومة الخرسانة المستخدمة لتحديد تسليح الحصر لتكون هي نفسها التي تم تحديدها في وثائق البناء. يجب استيفاء التعبيرات (أ) و (ب) و (ج) في الجدول 18.7.5.4 في كلا الاتجاهين العرضي للنواة المستطيلة. في كل اتجاه، يكون  $b_c$  هو بعد النواة المتعامدة مع أرجل الربط التي تشكل  $A_{sh}$ ، كما هو موضح في الشكل R.7.7.5.2. تشير نتائج الأبحاث إلى أنه يمكن استخدام تسليح عالي المقاومة بشكل فعال كتسليح الحصر. يسمح البند 20.2.2.4 باستخدام قيمة  $f_{yt}$  تصل إلى 700 MPa لاستخدامها في الجدول 18.7.5.4

Table 18.7.5.4—Transverse reinforcement for columns of special moment frames

الجدول – 18.7.5.4، التسليح العرضي لأعمدة إطارات العزوم الخاصة

Transverse reinforcement	Conditions	Applicable expressions
$A_{sh}/sb_c$ for rectilinear hoop	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ and $f'_c \leq 70$ MPa	Greater of (a) and (b) $0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > 70$ MPa	Greatest of (a), (b), and (c) $0.09 \frac{f'_c}{f_y}$ (b) $0.2k_f k_s \frac{P_u}{f_y A_{ch}}$ (c)
$\rho_s$ for spiral or circular hoop	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ and $f'_c \leq 70$ MPa	Greater of (d) and (e) $0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$ (d)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ or $f'_c > 70$ MPa	Greatest of (d), (e), and (f) $0.12 \frac{f'_c}{f_y}$ (e) $0.35k_f \frac{P_u}{f_y A_{ch}}$ (f)

**18.7.5.5** Beyond the length  $\ell_o$  given in 18.7.5.1, the column shall contain spiral or hoop reinforcement satisfying 25.7.2 through 25.7.4 with spacing  $s$  not exceeding the lesser of six times the diameter of the smallest longitudinal column bars and 150 mm., unless a greater amount of transverse reinforcement is required by 18.7.4.4 or 18.7.6.

**18.7.5.5** بالإضافة إلى الطول  $\ell_o$  المعطى في 18.7.5.1 ، يجب أن يحتوي العمود على تسليح حلزوني أو أطواق يستوفي 25.7.2 حتى 25.7.4 مع عدم تجاوز المسافات لأقل من ستة أضعاف قطر أصغر أسياخ طولية للأعمدة 150 mm ، ما لم يكن هناك حاجة إلى قدر أكبر من التسليح العرضي في 18.7.4.4 أو 18.7.6.

**R18.7.5.5** This provision is intended to provide reasonable protection to the midheight of columns outside the length  $\ell_o$ . Observations after earthquakes have shown significant damage to columns in this region, and the minimum hoops or spirals required should provide more uniform strength of the column along its length.

**R18.7.5.5** الغرض من هذا الحكم توفير حماية معقولة إلى منتصف ارتفاع الأعمدة خارج الطول  $\ell_o$  وقد أظهرت عمليات الرصد بعد الزلازل تلفاً كبيراً للأعمدة في هذه المنطقة ، ويجب أن توفر الحد الأدنى من الأطواق أو الحلزونات المطلوبة مقاومة أكثر للعمود على كامل طوله.

**18.7.5.6** Columns supporting reactions from discontinued stiff members, such as walls, shall satisfy (a) and (b) :

(a) Transverse reinforcement required by 18.7.5.2 through 18.7.5.4 shall be provided over the full height at all levels beneath the discontinuity if the factored axial compressive force in these columns, related to earthquake effect, exceeds  $Agfc'/10$ . Where design forces have been magnified to account for the overstrength of the vertical elements of the seismic-force-resisting system, the limit of  $Agfc'/10$  shall be increased to  $Agfc'/4$ .

(b) Transverse reinforcement shall extend into the discontinued member at least  $\ell_d$  of the largest longitudinal column bar, where  $\ell_d$  is in accordance with 18.8.5. Where the lower end of the column terminates on a wall, the required transverse reinforcement shall extend into the wall at least  $\ell_d$  of the largest longitudinal column bar at the point of termination. Where the column terminates on a footing or mat, the required transverse reinforcement shall extend at least 300 mm. into the footing or mat.

**18.7.5.6** يجب أن تستوفي الأعمدة الداعمة لردود الأفعال من العناصر الجاسنة الغير مستمرة ، مثل الجدران ، (أ) و (ب):

(أ) يجب توفير التسليح العرضي المطلوب من 18.7.5.2 إلى 18.7.5.4 على كامل الارتفاع على جميع المستويات الغير مستمرة إذا كانت قوة الضغط المحورية المصعدة في هذه الأعمدة، ذات الصلة بتأثير الزلزال، تتجاوز  $Agfc/10$ . 'وحيثما تضخمت القوى التصميمية لمراعاة مقاومة العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الزلزالية، فإن الحد الأقصى لـ  $Agfc'/10$  سيزداد إلى  $Agfc'/4$

(ب) يجب أن يمتد التسليح العرضي للعنصر الغير مستمر على الأقل  $\ell_d$  لأكبر سيخ طولي للعمود، حيث أن  $\ell_d$  يتوافق مع 18.8.5. عندما ينتهي الحد الأدنى من العمود على الجدار، يجب أن يمتد التسليح العرضي المطلوب إلى الجدار على الأقل لأكبر سيخ طولي للعمود عند نقطة الإنهاء. عندما ينتهي العمود على أساس أو لبشة (أساس حصيري)، يجب أن يمتد التسليح العرضي المطلوب على الأقل إلى 300 mm في الأساس أو اللبشة.

**18.7.5.7** If the concrete cover outside the confining transverse reinforcement required by 18.7.5.1, 18.7.5.5, and 18.7.5.6 exceeds 100 mm., additional transverse reinforcement having cover not exceeding 100 mm. and spacing not exceeding 300 mm. shall be provided.

**18.7.5.7** إذا كان الغطاء الخرساني خارج التسليح العرضي المحصور المطلوب بموجب 18.7.5.1 و 18.7.5.5 و 18.7.5.6 يزيد عن 100 mm ، فيجب أن تكون التسليح العرضي الإضافي الذي لا يتجاوز التغطية 100 mm والمسافة التي لا تتجاوز 300 mm متوفرًا.

**R18.7.5.6** Columns supporting discontinued stiff members, such as walls or trusses, may develop considerable inelastic response. Therefore, it is required that these columns have the specified reinforcement throughout their length. This covers all columns beneath the level at which the stiff member has been discontinued, unless the factored forces corresponding to earthquake effect are low. Refer to R18.12.7.5 for discussion of the overstrength factor  $\Omega_o$ .

**18.7.5.6** قد تتطور الأعمدة التي تدعم العناصر الجاسنة الغير مستمرة ، مثل الجدران أو الجملونات ، بوجود استجابة غير مرنة كبيرة. لذلك، من الضروري أن يكون لهذه الأعمدة التسليح المحدد خلال كامل طولها. يغطي هذا جميع الأعمدة تحت المستوى الذي توقف فيه العنصر الصلب، ما لم تكن القوى المصعدة المقابلة لتأثير الزلازل منخفضة. ارجع إلى R.12.12.7.5 لمناقشة معامل المقاومة الزائدة  $\Omega_o$ .

**R18.7.5.7** The unreinforced shell may spall as the column deforms to resist earthquake effects. Separation of portions of the shell from the core caused by local spalling creates a falling hazard. The additional reinforcement is required to reduce the risk of portions of the shell falling away from the column.

**R18.7.5.7** قد تنقسم القشرة الغير مسلحة مع تشوهات العمود لمقاومة تأثيرات الزلزال. إن فصل الأجزاء من القشرة عن النواة بسبب الانقسام المحلي يخلق خطر السقوط. يلزم التسليح الإضافي لتقليل خطر سقوط أجزاء من القشرة بعيدًا عن العمود.

### 18.7.6 Shear strength

#### 18.7.6.1 Design force

R18.7.6 مقاومة القص  
18.7.6.1 القوة التصميمية

**18.7.6.1.1** The design shear force  $V_e$  shall be calculated from considering the maximum forces that can be generated at the faces of the joints at each end of the column. These joint forces shall be calculated using the maximum probable flexural strengths,  $M_{pr}$ , at each end of the column associated with the range of factored axial forces,  $P_u$ , acting on the column. The column shears need not exceed those calculated from joint strengths based on  $M_{pr}$  of the beams framing into the joint. In no case shall  $V_e$  be less than the factored shear calculated by analysis of the structure.

**18.7.6.1.1** تحسب قوة القص التصميمية  $V_e$  من الاعتبار إلى القوى القصوى التي يمكن توليدها عند وجوه المفاصل عند كل نهاية للعمود. يتم حساب هذه القوى للمفصل باستخدام الحد الأقصى من مقاومة الانحناء المحتملة،  $M_{pr}$ ، في كل نهاية للعمود المرتبط بمجال القوى المحورية المصعدة،  $P_u$ ، تعمل على العمود. لا يجب أن تتجاوز قوى القص للعمود تلك المحسوبة من مقاومة المفصل على أساس  $M_{pr}$  للكمرات الاطارية في المفصل. في أي حال يجب أن يكون  $V_e$  أقل من القص المصعد محسوبة عن طريق تحليل المنشأ.

#### 18.7.6.2 Transverse reinforcement

#### 18.7.6.2 التسليح العرضي

**18.7.6.2.1** Transverse reinforcement over the lengths  $\ell_o$ , given in 18.7.5.1, shall be designed to resist shear assuming  $V_c = 0$  when both (a) and (b) occur:

(a) The earthquake-induced shear force, calculated in accordance with 18.7.6.1, is at least one-half of the maximum required shear strength within  $\ell_o$ .

(b) The factored axial compressive force  $P_u$  including earthquake effects is less than  $A_g f_c' / 20$ .

**18.7.6.2.1** يتم تصميم التسليح العرضي على الأطوال  $\ell_o$ ، الواردة في 18.7.5.1، لمقاومة القص بافتراض  $V_c = 0$  عند حدوث كل من (أ) و (ب):  
(أ) تمثل قوة القص الناتجة عن الزلزال، المحسوبة وفقاً لـ 18.7.6.1، نصف مقاومة القص القصوى المطلوبة داخل  $\ell_o$  على الأقل.  
(ب) تقل قوة الضغط المحوري المصعدة  $P_u$  بما في ذلك تأثيرات الزلزال عن  $A_g f_c' / 20$ .

### R18.7.6 Shear strength

#### R18.7.6.1 Design forces

R18.7.6 مقاومة القص  
R18.7.6.1 القوة التصميمية

**R18.7.6.1.1** The procedures of 18.6.5.1 also apply to columns. Above the ground floor, the moment at a joint may be limited by the flexural strength of the beams framing into the joint. Where beams frame into opposite sides of a joint, the combined strength is the sum of the negative moment strength of the beam on one side of the joint and the positive moment strength of the beam on the other side of the joint. Moment strengths are to be determined using a strength reduction factor of 1.0 and reinforcement with an effective yield stress equal to at least  $1.25f_y$ . Distribution of the combined moment strength of the beams to the columns above and below the joint should be based on analysis

**R18.7.6.1.1** تنطبق إجراءات 18.6.5.1 أيضاً على الأعمدة. فوق الطابق الأرضي، قد تكون العزم في المفصل محدودة بسبب مقاومة الانحناء للكمرة التي تتشكل في المفصل. عندما تكون الكمرة التي تتشكل في جوانب متقابلة من المفصل، تكون المقاومة المركبة هي مجموع مقاومة العزم السالب للكمرة على جانب واحد من المفصل ومقاومة العزم الموجب للكمرة على الجانب الآخر من المفصل. يجب تحديد مقاومة العزم باستخدام معامل تخفيض المقاومة قدره 1.0 وتسليح مع إجهاد خضوع فعال يساوي 1.25 على الأقل. يجب أن يعتمد توزيع مقاومة العزم المشترك للكمرة على الأعمدة فوق وأسفل المفصل في التحليل.



## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

## 18.8—Joints of special moment frames

## R18.8—Joints of special moment frames

## 18.8 - مفاصل إطارات العزم الخاص

## R18.8 - مفاصل إطارات العزم الخاص

18.8.1.1 This section shall apply to beam-column joints of special moment frames forming part of the seismic force-resisting system

18.8.1.1 ينطبق هذا القسم على مفاصل عمود - كمرة بإطارات العزم الخاص والتي تشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية.

## 18.8.2 General

18.8.2.1 Forces in longitudinal beam reinforcement at the joint face shall be calculated assuming that the stress in the flexural tensile reinforcement is  $1.25f_y$ .

18.8.2 عام  
18.8.2.1 يجب حساب القوى في التسليح الطولي للكمرة عند وجه المفصل على افتراض أن الاجهاد في تسليح انحناء الشد هو  $1.25f_y$ .

18.8.2.2 Beam longitudinal reinforcement terminated in a column shall extend to the far face of the confined column core and shall be developed in tension in accordance with 18.8.5 and in compression in accordance with 25.4.9.

18.8.2.2 يجب أن يمتد التسليح الطولي المنتهي للكمرة في العمود للوجه البعيد لقلب العمود المحصور، ويجب تثبيته في الشد وفقاً لـ 18.8.5 وفي الضغط وفقاً لـ 25.4.9.

18.8.2.3 Where longitudinal beam reinforcement extends through a beam-column joint, the depth  $h$  of the joint parallel to the beam longitudinal reinforcement shall be at least the greatest of (a) through (c):

- (a)  $20d_b$  of the largest Grade 420 longitudinal bar, where  $\lambda = 0.75$  for lightweight concrete and 1.0 for all other cases
- (b)  $26d_b$  of the largest Grade 550 longitudinal bar
- (c)  $h/2$  of any beam framing into the joint and generating joint shear as part of the seismic-force-resisting system in the direction under consideration.

18.8.2.3 عندما يمتد التسليح الطولي للكمرة من خلال وصلة كمرة-عمود ، يجب أن يكون عمق  $h$  للمفصل الموازي للتسليح الطولي للكمرة أكبر من (أ) إلى (ج) على الأقل:  
(أ)  $20d_b$  من أكبر سبيخ طولي من الدرجة 420 ، حيث  $\lambda = 0.75$  للخرسانة خفيفة الوزن و 1.0 لجميع الحالات الأخرى  
(ب)  $26d_b$  من أكبر سبيخ طولي من الدرجة 550  
(ج)  $h / 2$  (لأي كمرة تتشكل في المفصل وتوليد قص المفصل كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية في الاتجاه المعبر).

R18.8.2 General—Development of inelastic rotations at the faces of joints of reinforced concrete frames is associated with strains in the flexural reinforcement well in excess of the yield strain. Consequently, joint shear force generated by the flexural reinforcement is calculated for a stress of  $1.25f_y$  in the reinforcement (refer to 18.8.2.1). A detailed explanation of the reasons for the possible development of stresses in excess of the yield strength in beam tensile reinforcement is provided in ACI 352R.

R18.8.2 عام - تطور الدوران الغير مرن عند اوجه المفاصل من الإطارات الخرسانية المسلحة بالانفعالات في تسليح الانحناء المرن الزائد عن انفعال الخضوع. وبالتالي، يتم حساب قوة القص للمفصل الناتجة عن تسليح الانحناء للاجهاد من 1.25 في التسليح (راجع 18.8.2.1). ويرد في ACI 352R شرح مفصل لأسباب التطور المحتمل للاجهادات التي تزيد عن مقاومة الخضوع في تسليح الشد في الكمرة.

R18.8.2.3 Depth  $h$  of the joint is defined in Fig. R15.4.2. The column dimension parallel to the beam reinforcement in joints with circular columns may be taken as that of a square section of equivalent area. Research (Meinheit and Jirsa 1977; Briss et al. 1978; Ehsani 1982; Durrani and Wight 1982; Leon 1989; Aoyama 2001; Lin et al. 2000) has shown that straight longitudinal beam bars may slip within the beam-column joint during a series of large moment reversals. The bond stresses on these straight bars may be very large. To reduce slip substantially during the formation of adjacent beam hinging, it would be necessary to have a ratio of column dimension to bar diameter of approximately 32 for Grade 420 bars, which would result in very large joints. Tests demonstrate adequate behavior if the ratio of joint depth to maximum beam longitudinal bar diameter for Grade 420 reinforcement is at least 20 for normalweight concrete and 26 for lightweight concrete. A joint depth of  $26d_b$  for Grade 550 reinforcement is intended to achieve similar performance to that of a joint depth of  $20d_b$  for Grade 420 reinforcement and normalweight concrete. The limits on joint depth provide reasonable control on the amount of slip of the beam bars in a beam-column joint, considering the number of anticipated inelastic excursions of the building frame during a major earthquake. A thorough treatment of this topic is given in Zhu and Jirsa (1983).

Requirement (c) on joint aspect ratio applies only to beams that are designated as part of the seismic-force-resisting system. Joints having depth less than half the beam depth require a steep diagonal compression strut across the joint, which may be less effective in resisting joint shear. Tests to demonstrate performance of such joints have not been reported in the literature.



**R18.8.2.3** عمق  $h$  للمفصل محدد في الشكل **R15.4.2** يمكن أخذ أبعاد العمود الموازي لتسليح الكمرات في المفاصل مع الأعمدة الدائرية كمقطع مربع من المساحة المكافئة. أظهرت الأبحاث (Meinheit and Jirsa 1977) ؛ Durrani and Wight ؛ Ehsani 1982 ؛ Briss et al. 1978 ؛ Leon 1989 ؛ Aoyama 2001 ؛ Lin et al. 2000) أن اسياخ الكمرات الطولية المستقيمة قد تنزلق داخل مفصل كمرات - عمود خلال سلسلة من انعكاسات العزوم الكبيرة. قد تكون اجهادات الترابط على هذه الاسياخ المستقيمة كبيرة جدًا. لتقليل الانزلاق بشكل كبير أثناء تكوين مفاصل الكمرات المجاورة ، سيكون من الضروري أن يكون تمتلك نسبة من أبعاد العمود إلى قطر السياخ حوالي 32 لسياخ من الدرجة 420 ، مما يؤدي إلى مفاصل كبيرة جدًا. توضح الاختبارات سلوكًا مناسبًا إذا كانت نسبة عمق المفصل إلى الحد الأقصى لقطر السياخ الطولي للكمرات لتسليح من الدرجة 420 هي 20 على الأقل للخرسانة العادية و 26 للخرسانة خفيفة الوزن. الغرض من عمق المفصل يبلغ  $26db$  لتسليح من الدرجة 550 هو تحقيق أداء مماثل لأداء عمق المفصل يبلغ  $20db$  لتسليح من الدرجة 420 والخرسانة العادية. توفر الحدود على عمق المفصل تحكمًا معقولًا في مقدار انزلاق اسياخ الكمرات في وصلة كمرات - عمود، مع مراعاة عدد الازاحات الغير مرنة المتوقعة لإطار المبنى خلال زلزال كبير. يتم إعطاء معالجة شاملة لهذا الموضوع في Zhu و (1983) Jirsa ينطبق المتطلب (ج) على نسبة العرض إلى الارتفاع فقط على الكمرات المصممة كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية. تتطلب المفاصل التي يقل عمقها عن نصف عمق الحزمة دعامة ضغط قطرية شديدة الانحدار عبر المفصل ، والتي قد تكون أقل فعالية في مقاومة قص المفصل. لم يتم الإبلاغ عن الاختبارات التي تثبت أداء هذه المفاصل في الأدبيات.

**18.8.2.3.1** Concrete used in joints with Grade 550 longitudinal reinforcement shall be normalweight concrete.

**18.8.2.3.1** يجب أن تكون الخرسانة المستخدمة في الوصلات ذات التسليح الطولي من الدرجة 550 خرسانة ذات وزن طبيعي.

**R18.8.2.3.1** Test data justifying the combination of lightweight concrete and Grade 550 longitudinal reinforcement in joints are not available.

**R18.8.2.3.1** بيانات الاختبار التي تبرر الجمع بين الخرسانة خفيفة الوزن والتسليح الطولي من الدرجة 550 في المفاصل غير متاحة.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

#### 18.8.3 Transverse reinforcement

#### 18.8.3 التسليح العرضي

18.8.3.1 Joint transverse reinforcement shall satisfy 18.7.5.2, 18.7.5.3, 18.7.5.4, and 18.7.5.7, except as permitted in 18.8.3.2.

18.8.3.1 يجب أن يحقق التسليح العرضي للمفصل 18.7.5.2 و 18.7.5.3 و 18.7.5.4 و 18.7.5.7 ، باستثناء ما هو مسموح به في 18.8.3.2

18.8.3.2 Where beams frame into all four sides of the joint and where each beam width is at least three-fourths the column width, the amount of reinforcement required by 18.7.5.4 shall be permitted to be reduced by one-half, and the spacing required by 18.7.5.3 shall be permitted to be increased to 150 mm within the overall depth  $h$  of the shallowest framing beam.

18.8.3.2 في حالة الكمرات التي تتشكل في الجوانب الأربعة للمفصل وحيث يكون عرض كل كمرة ثلاثة أرباع عرض العمود على الأقل ، يسمح بتخفيض كمية التسليح المطلوب بـ 18.7.5.4 بمقدار النصف ، يسمح بزيادة التباعد المطلوب بـ 18.7.5.3 إلى 150 mm ضمن العمق الكلي  $h$  من كمرة الإطار السطحية.

18.8.3.3 Longitudinal beam reinforcement outside the column core shall be confined by transverse reinforcement passing through the column that satisfies spacing requirements of 18.6.4.4, and requirements of 18.6.4.2, and 18.6.4.3, if such confinement is not provided by a beam framing into the joint.

18.8.3.3 حصر التسليح الطولي للكمرة خارج نواة العمود بواسطة تسليح عرضي يمر عبر العمود الذي يلبي متطلبات التباعد 18.6.4.4 ، ومتطلبات 18.6.4.2 ، و 18.6.4.3 ، إذا لم يتم توفير هذا الحصر من خلال كمرة التي تتشكل في المفصل.

**R18.8.3 Transverse reinforcement**—The Code requires transverse reinforcement in a joint regardless of the magnitude of the calculated shear force.

**R18.8.3 التسليح العرضي** - يتطلب الكود تسليحا عرضيا في المفصل بغض النظر عن حجم قوة القص المحسوبة.

**R18.8.3.2** The amount of confining reinforcement may be reduced and the spacing may be increased if beams of adequate dimensions frame into all four sides of the joint.

**R18.8.3.2** يمكن تقليل كمية تسليح الحصر ويمكن زيادة التباعد إذا كانت الكمرات ذات الأبعاد المناسبة تتشكل في جميع جوانب المفصل الأربعة.

**R18.8.3.3** The required transverse reinforcement, or transverse beam if present, is intended to confine the beam longitudinal reinforcement and improve force transfer to the beam-column joint. An example of transverse reinforcement through the column provided to confine the beam reinforcement passing outside the column core is shown in Fig. R18.6.2. Additional detailing guidance and design recommendations for both interior and exterior wide-beam connections with beam reinforcement passing outside the column core may be found in **ACI 352R**.

**R18.8.3.3** المقصود من التسليح العرضي المطلوب ، أو الكمرة العرضية ، إذا كان موجوداً ، هو حصر التسليح الطولي للكمرة وتحسين نقل القوة إلى مفصل كمرة - عمود. ويرد في الشكل R18.6.2 مثال على التسليح العرضي من خلال العمود المقدم لحصر تسليح الكمرة المار خارج قلب العمود. يمكن الاطلاع على إرشادات مفصلة إضافية وتوصيات تصميمية لكل من وصلات الكمرة العريضة الداخلية والخارجية مع تسليح الكمرة التي تمر خارج قلب العمود في **ACI 352R**.

**18.8.4 Shear strength**

**18.8.4.1** Joint shear force  $V_u$  shall be calculated on a plane at mid-height of the joint from calculated forces at the joint faces using tensile and compressive beam forces determined in accordance with 18.8.2.1 and column shear consistent with beam probable flexural strengths  $M_{pr}$ .

**18.8.4 مقاومة القص**

**18.8.4.1** تحسب قوة القص للمفصل  $V_u$  على علي مستوى عند منتصف الارتفاع للمفصل من القوى المحسوبة عند أوجه المفصل باستخدام قوى الشد والضغط للكمرة المحددة وفقاً لـ 18.8.2.1 وقص العمود بما يتفق مع مقاومة الانحناء المحتملة للكمرة. **MPR**

**18.8.4.2**  $\phi$  shall be in accordance with 21.2.4.4.

**18.8.4.2** يجب أن تكون  $\phi$  متوافقة مع 21.2.4.4.

**18.8.4.3**  $V_n$  of the joint shall be in accordance with Table 18.8.4.3.

**18.8.4.3** يجب أن يكون  $V_n$  للمفصل طبقاً للجدول 18.8.4.3.

**Table 18.8.4.3—Nominal joint shear strength  $V_n$**

الجدول 18.8.4.3 - مقاومة القص الاسمية للمفصل  $V_n$

Column	Beam in direction of $V_u$	Confinement by transverse beams according to 15.2.8	$V_n$ , N <sup>[1]</sup>
Continuous or meets 15.2.6	Continuous or meets 15.2.7	Confined	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		Not confined	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Other	Confined	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		Not confined	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
Other	Continuous or meets 15.2.7	Confined	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		Not confined	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
	Other	Confined	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$
		Not confined	$0.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$

[1]  $\lambda$  shall be 0.75 for lightweight concrete and 1.0 for normalweight concrete.  $A_j$  shall be calculated in accordance with 15.4.2.4.

[1]  $\lambda$  يجب أن تكون 0.75 للخرسانة خفيفة الوزن و 1.0 للخرسانة ذات الوزن الطبيعي. يتم حساب  $A_j$  وفقاً لـ 15.4.2.4.

**R18.8.4 Shear strength**

The shear strength values given in 18.8.4.3 are based on the recommendation in ACI 352R for joints with members that are expected to undergo reversals of deformation into the inelastic range, although the ACI 352R definition of effective cross-sectional joint area is sometimes different. The given nominal joint shear strengths do not explicitly consider transverse reinforcement in the joint because tests of joints (Meinheit and Jirsa 1977) and deep beams (Hirosawa 1977) have indicated that joint shear strength is not sensitive to transverse reinforcement if at least the required minimum amount is provided in the joint. Cyclic loading tests of joints with extensions of beams with lengths at least equal to their depths have indicated similar joint shear strengths to those of joints with continuous beams. These findings suggest that extensions of beams and columns, when properly dimensioned and reinforced with longitudinal and transverse bars, provide effective confinement to the joint faces, thus delaying joint strength deterioration at large deformations (Meinheit and Jirsa 1981).

**R18.8.4 مقاومة القص**

تستند قيم مقاومة القص الواردة في 18.8.4.3 إلى التوصية الواردة في ACI 352R للمفاصل مع العناصر التي من المتوقع أن تتعرض لانعكاسات التشوه في المدى الغير مرن ، على الرغم من اختلاف ACI 352R لمساحة المقطع العرضي الفعال للمفصل في بعض الأحيان. لا تعتبر مقاومة القص الاسمية للمفصل صراحة التسليح العرضي في المفصل لأن اختبارات المفاصل (Meinheit and Jirsa 1977) والكمرات العميقة (Hirosawa 1977) أشارت إلى أن مقاومة القص للمفصل ليست حساسة للتسليح العرضي إذا كان الحد الأدنى المطلوب على الأقل للكمية يتم توفيرها في المفصل. وقد أظهرت اختبارات التحميل الدورية للمفاصل ذات الامتدادات للكمرات التي تكون أطوالها على الأقل مساوية لعمقها ، ومقاومة القص للمفصل مشابهة لتلك الخاصة بالمفاصل مع الكمرات المستمرة. تقترح هذه الأجزاء أن تمديدات الكمرات والأعمدة ، عندما يتم قياسها بشكل صحيح وتسليحها باستخدام اسياخ طولية وعرضية ، توفر حصراً فعالاً لأوجه المفصل ، وبالتالي تأخير تدهور مقاومة المفصل عند التشوهات الكبيرة.(Meinheit and Jirsa 1981)

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

## 18.8.5 Development length of bars in tension

## 18.8.5 طول التثبيت للأسياخ في الشد

**18.8.5.1** For bar sizes No. 10 through No. 36 terminating in a standard hook,  $\ell_{dh}$  shall be calculated by Eq. (18.8.5.1), but  $\ell_{dh}$  shall be at least the greater of 8db and 150 mm. for normalweight concrete and at least the greater of 10db and 190 mm. for lightweight concrete.

**18.8.5.1** بالنسبة لأحجام الاسياخ من رقم 10 إلى رقم 36 الذي ينتهي في عكفة قياسية ، يتم حساب  $\ell_{dh}$  بواسطة المعادلة (18.8.5.1) ، ولكن يجب أن يكون  $\ell_{dh}$  على الأقل أكبر من 8db و 150 mm للخرسانة ذات الوزن العادي على الأقل 10db و 190 mm للخرسانة خفيفة الوزن.

$$\ell_{dh} = f_y d_b / (5.4 \lambda \sqrt{f'_c}) \quad (18.8.5.1)$$

The value of  $\lambda$  shall be 0.75 for lightweight and 1.0 for normalweight concrete. The hook shall be located within the confined core of a column or of a boundary element, with the hook bent into the joint.

يجب أن تكون قيمة  $\lambda = 0.75$  للوزن الخفيف و 1.0 للخرسانة ذات الوزن العادي. يجب أن تكون العكفة موجودة في القلب المحصور للعمود أو عنصر حدي ، مع أنحناء العكفة في المفصل.

## R18.8.5 Development length of bars in tension

## R18.8.5 طول التثبيت للأسياخ في الشد

**R18.8.5.1** Minimum embedment length in tension for deformed bars with standard hooks is determined using Eq. (18.8.5.1), which is based on the requirements of 25.4.3. The embedment length of a bar with a standard hook is the distance, parallel to the bar, from the critical section (where the bar is to be developed) to a tangent drawn to the outside edge of the hook. The tangent is to be drawn perpendicular to the axis of the bar (refer to Table 25.3.1). Because Chapter 18 stipulates that the hook is to be embedded in confined concrete, the coefficients 0.7 (for concrete cover) and 0.8 (for ties) have been incorporated in the constant used in Eq. (18.8.5.1). The development length that would be derived directly from 25.4.3 is increased to reflect the effect of load reversals. Factors such as the actual stress in the reinforcement being more than the yield strength and the effective development length not necessarily starting at the face of the joint were implicitly considered in the formulation of the expression for basic development length that has been used as the basis for Eq. (18.8.5.1). The requirement for the hook to project into the joint is to improve development of a diagonal compression strut across the joint. The requirement applies to beam and column bars terminated at a joint with a standard hook.

**R18.8.5.1** يتم تحديد طول الغرز الأدنى في الشد للأسياخ المحلزنة مع خطافات قياسية باستخدام المعادلة (18.8.5.1)، والذي يستند إلى متطلبات 25.4.3. طول الغرز للسياخ ذو خطاف قياسي هو المسافة، موازية للسياخ، من المقطع الحرج (حيث يتم تثبيت السياخ) إلى مماس مرسوم على الحافة الخارجية للخطاف. يتم رسم المماس عمودياً على محور السياخ (راجع الجدول 25.3.1). ونظراً لأن الفصل 18 ينص على غرز الخطاف في الخرسانة المحصورة، فقد تم دمج المعاملات 0.7 (للغطاء الخرساني) و 0.8 (للروابط) في الثابت المستخدم في المعادلة (18.8.5.1). يتم زيادة طول التثبيت الذي سيتم اشتقاقه مباشرة من 25.4.3 ليعكس تأثير انعكاسات الحمل. معاملات مثل الإجهاد الفعلي في التسليح كونها أكثر من مقاومة الخضوع وطول التثبيت الفعال الذي لا يبدأ بالضرورة عند وجه المفصل، تم أخذها ضمناً في صياغة التعبير لطول التثبيت الأساسي الذي تم استخدامه كأساس للمعادلة (18.8.5.1). الشرط الخاص لإسقاط الخطاف إلى المفصل هو تحسين تثبيت ركيزة الضغط القطرية عبر المفصل. ينطبق هذا الشرط على أسياخ الكمرات والعمود المنتهية عند المفصل مع خطاف قياسي.

## CODE

### الكود

**18.8.5.2** For headed deformed bars satisfying 20.2.1.6, development in tension shall be in accordance with 25.4.4, by substituting a bar stress of  $1.25f_y$  for  $f_y$ .

**18.8.5.2** بالنسبة للأسياخ المحلزنة ذات الرأس المستوفية للشروط 20.2.1.6 ، يجب أن يكون التثبيت في الشد وفقاً لـ 25.4.4 ، عن طريق استبدال إجهاد السليخ بمقدار  $1.25f_y$ .

**18.8.5.3** For bar sizes No. 10 through No. 36,  $\ell_d$ , the development length in tension for a straight bar, shall be at least the greater of (a) and (b):

(a) 2.5 times the length in accordance with 18.8.5.1 if the depth of the concrete cast in one lift beneath the bar does not exceed 300 mm.

(b) 3.25 times the length in accordance with 18.8.5.1 if the depth of the concrete cast in one lift beneath the bar exceeds 300 mm.

**18.8.5.3** بالنسبة لأحجام الأسياخ من 10 إلى 36 ،  $\ell_d$  ، يجب أن يكون طول التثبيت في الشد لسليخ مستقيم أكبر على الأقل من (a) و: (b) 2.5 مرة من الطول وفقاً لـ 18.8.5.1 إذا كان عمق صب الخرسانة في رفع واحد تحت السليخ لا يتجاوز 300 mm.

**18.8.5.4** Straight bars terminated at a joint shall pass through the confined core of a column or a boundary element. Any portion of  $\ell_d$  not within the confined core shall be increased by a factor of 1.6.

**18.8.5.4** يجب أن تمر الأسياخ المستقيمة المنتهية عند المفصل من خلال القلب المحصور للعمود أو عنصر حدي. يجب زيادة أي جزء من  $\ell_d$  ليس داخل النواة المحصورة بمقدار 1.6.

**18.8.5.5** If epoxy-coated reinforcement is used, the development lengths in 18.8.5.1, 18.8.5.3, and 18.8.5.4 shall be multiplied by applicable factors in 25.4.2.5 or 25.4.3.2

**18.8.5.5** في حالة استخدام التسليح المغلف بالايبيوكسي ، يجب ضرب أطوال التثبيت في 18.8.5.1 و 18.8.5.3 و 18.8.5.4 حسب المعاملات المطبقة في 25.4.2.5 أو 25.4.3.2

## COMMENTARY

### التعليق

**R18.8.5.2** The factor 1.25 is intended to represent the potential increase in stresses due to inelastic response, including strain hardening that may occur in beams of special moment frames.

**R18.8.5.2** الغرض من المعامل 1.25 هو تمثيل الزيادة المحتملة في إجهادات الناتجة عن الاستجابة الغير مرنة ، بما في ذلك تصلب الانفعال الذي قد يحدث في كمرات اطارات العزوم الخاصة

**R18.8.5.3** Minimum development length in tension for straight bars is a multiple of the length indicated by 18.8.5.1. Section 18.8.5.3(b) refers to top bars. Lack of reference to No. 43 and No. 57 bars in 18.8.5 is due to the paucity of information on anchorage of such bars subjected to load reversals simulating earthquake effects.

**R18.8.5.3** يعد الحد الأدنى لطول التثبيت في الشد للأسياخ المستقيمة مضاعف الطول المشار إليه في البند 18.8.5.1. القسم 18.8.5.3 (ب) يشير إلى الأسياخ العلوية. يرجع عدم وجود مرجع إلى الأسياخ رقم 43 ، 57 في 18.8.5 إلى ندرة المعلومات حول تثبيت هذه الأسياخ المعرضة لانعكاسات الحمل التي تحاكي تأثيرات الزلزال.

**R18.8.5.4** If the required straight embedment length of a reinforcing bar extends beyond the confined volume of concrete (as defined in 18.6.4, 18.7.5, or 18.8.3), the required development length is increased on the premise that the limiting bond stress outside the confined region is less than that inside

**R18.8.5.4** إذا كان طول الغرز المستقيم المطلوب لسليخ التسليح يمتد إلى ما هو أبعد من الحجم المحصور للخرسانة (كما هو محدد في 18.6.4 ، أو 18.7.5 ، أو 18.8.3) ، فإن طول التثبيت المطلوب يزداد على شكل هرم التي هي إجهادات الربط المحدودة خارج المنطقة المحصورة أقل من الداخل

$$\ell_{dm} = 1.6(\ell_d - \ell_{dc}) + \ell_{dc}$$

or

$$\ell_{dm} = 1.6\ell_d - 0.6\ell_{dc}$$

where  $\ell_{dm}$  is the required development length if bar is not entirely embedded in confined concrete;  $\ell_d$  is the required development length in tension for straight bar as defined in 18.8.5.3; and  $\ell_{dc}$  is the length of bar embedded in confined concrete.

حيث  $\ell_{dm}$  هي طول التثبيت المطلوب إذا لم يكن السليخ مغمور بالكامل في الخرسانة المحصورة؛  $\ell_d$  هو طول التثبيت المطلوب في الشد للسليخ المستقيم كما هو محدد في 18.8.5.3؛ و  $\ell_{dc}$  هو طول السليخ المغمور في الخرسانة المحصورة.



## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

**18.9—Special moment frames constructed using precast concrete**

18.9 - أطارات العزم الخاص تم إنشاؤها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب

## 18.9.1 Scope

## 18.9.1 المجال

18.9.1.1 This section shall apply to special moment frames constructed using precast concrete forming part of the seismic-force-resisting system.

18.9.1.1 ينطبق هذا القسم على إطارات العزم الخاصة التي تم إنشاؤها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية.

**R18.9—Special moment frames constructed using precast concrete**

R18.9 - إطارات العزم الخاص تم إنشاؤها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب

The detailing provisions in 18.9.2.1 and 18.9.2.2 are intended to produce frames that respond to design displacements essentially like monolithic special moment frames. Precast frame systems composed of concrete elements with ductile connections are expected to experience flexural yielding in connection regions. Reinforcement in ductile connections can be made continuous by using Type 2 mechanical splices or any other technique that provides development in tension or compression of at least the specified tensile strength of bars (Yoshioka and Sekine 1991; Kurose et al. 1991; Restrepo et al. 1995a,b). Requirements for mechanical splices are in addition to those in 18.2.7 and are intended to avoid strain concentrations over a short length of reinforcement adjacent to a splice device. Additional requirements for shear strength are provided in 18.9.2.1 to prevent sliding on connection faces. Precast frames composed of elements with ductile connections may be designed to promote yielding at locations not adjacent to the joints. Therefore, design shear  $V_e$ , as calculated according to 18.6.5.1 or 18.7.6.1, may not be conservative. Precast concrete frame systems composed of elements joined using strong connections are intended to experience flexural yielding outside the connections. Strong connections include the length of the mechanical splice hardware as shown in Fig. R18.9.2.2. Capacity-design techniques are used in 18.9.2.2(c) to ensure the strong connection remains elastic following formation of plastic hinges. Additional column requirements are provided to avoid hinging and strength deterioration of column-to column connections. Strain concentrations have been observed to cause brittle fracture of reinforcing bars at the face of mechanical splices in laboratory tests of precast beam-column connections (Palmieri et al. 1996). Locations of strong connections should be selected carefully or other measures should be taken, such as debonding of reinforcing bars in highly stressed regions, to avoid strain concentrations that can result in premature fracture of reinforcement.

تهدف الأحكام التفصيلية الواردة في 18.9.2.1 و 18.9.2.2 إلى إنتاج إطارات تستجيب لعمليات الإزاحة التصميمية بشكل أساسي مثل إطارات العزم الخاصة المتجانسة. من المتوقع أن تشهد أنظمة الإطار مسبقة الصب المكونة من عناصر خرسانية مع وصلات لينة خضوع الانحناء في مناطق الاتصال. يمكن إجراء الاستمرارية للتسليح في الوصلات اللينة من خلال استخدام التوصيلات الميكانيكية من النمط 2 أو أي تقنية أخرى توفر التثبيت في الشد أو الضغط على الأقل على مقاومة الشد المحددة للأسياخ (Yoshioka and Sekine 1991؛ Restrepo et al. 1995a؛ Kurose et al. 1991). متطلبات التوصيلات الميكانيكية هي بالإضافة إلى تلك الموجودة في 18.2.7 وتهدف إلى تجنب تركيزات الانفعال على طول قصير من التسليح المجاورة لجهاز التوصيل. يتم توفير متطلبات إضافية لمقاومة القص في 18.9.2.1 لمنع الانزلاق عند اوجة الاتصال. يمكن تصميم إطارات مسبقة الصب مكونة من عناصر ذات وصلات لينة من أجل رفع الخضوع في المواقع الغير مجاورة للمفاصل. لذلك، قد لا يكون القص التصميمي  $V_e$ ، كما تم حسابه وفقاً لـ 18.6.5.1 أو 18.7.6.1، متحفظاً. إن أنظمة الأطار الخرساني مسبق الصب التي تتكون من عناصر مرتبطة باستخدام وصلات قوية تهدف إلى اختبار الخضوع المرن خارج الوصلات. تتضمن الوصلات القوية طول جهاز الربط الميكانيكي كما هو موضح في الشكل R.9.9.2.2. يتم استخدام تقنيات تصميم القدرات في 18.9.2.2(c) لضمان بقاء الاتصال القوي مرئياً بعد تشكيل المفاصل اللدنة. يتم توفير متطلبات إضافية للعمود لتجنب توقف وتصلب وصلات العمود إلى العمود. وقد لوحظ تركيزات الانفعال لتسبب كسر هش لأسياخ التسليح عند أوجه التوصيلات الميكانيكية في الاختبارات المعملية لوصلات كمر - عمود مسبقة الصب (Palmieri وآخرون. 1996) يجب أن يتم اختبار مواقع الوصلات القوية بعناية أو يجب اتخاذ إجراءات أخرى، مثل إزالة أسياخ التسليح في المناطق شديدة الاجهاد، لتجنب تركيزات الانفعال يمكن أن تؤدي إلى كسر مبكر للتسليح.



## 18.9.2 General

## R18.9.2 General

18.9.2 عام

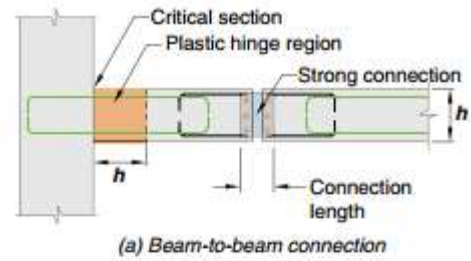
18.9.2 عام

18.9.2.1 Special moment frames with ductile connections constructed using precast concrete shall satisfy (a) through (c):  
(a) Requirements of 18.6 through 18.8 for special moment frames constructed with cast-in-place concrete  
(b)  $V_n$  for connections calculated according to 22.9 shall be at least  $2V_e$ , where  $V_e$  is in accordance with 18.6.5.1 or 18.7.6.1  
(c) Mechanical splices of beam reinforcement shall be located not closer than  $h/2$  from the joint face and shall satisfy 18.2.7

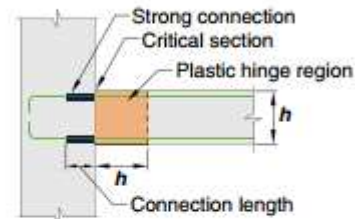
18.9.2.1 18.9.2.1 تلتزم إطارات العزوم الخاصة ذات الوصلات اللينة التي يتم إنشاؤها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب (أ) إلى (ج):  
(أ) المتطلبات من 18.6 إلى 18.8 لإطارات العزوم الخاصة المبنية مع الخرسانة المصبوبة في الموقع  
(ب)  $V_n$  للوصلات المحسوبة يجب أن يكون 22.9 على الأقل  $2V_e$  ، حيث تكون  $V_e$  وفقاً لـ 18.6.5.1 أو 18.7.6.1  
(ج) يجب أن تكون التوصيلات الميكانيكية لتسليح الكمرات واقعة ليست أقرب من  $h/2$  لوجه المفصل ويجب أن تحقق 18.2.7.

18.9.2.2 Special moment frames with strong connections constructed using precast concrete shall satisfy (a) through (e):  
(a) Requirements of 18.6 through 18.8 for special moment frames constructed with cast-in-place concrete  
(b) Provision 18.6.2.1(a) shall apply to segments between locations where flexural yielding is intended to occur due to design displacements  
(c) Design strength of the strong connection,  $\phi S_n$ , shall be at least  $Se$   
(d) Primary longitudinal reinforcement shall be made continuous across connections and shall be developed outside both the strong connection and the plastic hinge region  
(e) For column-to-column connections,  $\phi S_n$  shall be at least  $1.4Se$ ,  $\phi M_n$  shall be at least  $0.4M_{pr}$  for the column within the story height, and  $\phi V_n$  shall be at least  $V_e$  in accordance with 18.7.6.1

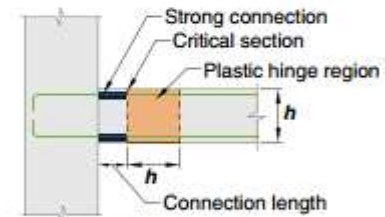
18.9.2.2 18.9.2.2 تلتزم إطارات العزوم الخاصة ذات الوصلات القوية المبنية باستخدام الخرسانة مسبقة الصب (أ) خلال (هـ):  
(أ) المتطلبات من 18.6 إلى 18.8 في إطارات العزوم الخاصة المبنية بالخرسانة المصبوبة في الموقع  
(ب) ينطبق الحكم 18.6.2.1 (أ) على القطاعات بين المواقع التي يقصد بها حدوث خضوع الانحناء بسبب الازاحات التصميمية  
(ج) المقاومة التصميمية للوصلة القوية،  $\phi S_n$ ، يجب أن تكون على الأقل  $Se$   
(د) يجب أن يكون التسليح الطولي الرئيسي مستمر عبر الوصلات وأن يتم تثبيتها خارج كل من الوصلة القوية ومنطقة المفاصل اللينة.  
(هـ) بالنسبة للوصلات من عمود إلى عمود، يجب أن تكون  $\phi S_n$  على الأقل  $1.4Se$  ، يجب أن تكون  $\phi M_n$  على الأقل  $0.4M_{pr}$  للعمود داخل ارتفاع الطابق ، ويجب أن يكون  $\phi V_n$  على الأقل وفقاً لـ 18.7.6.1.



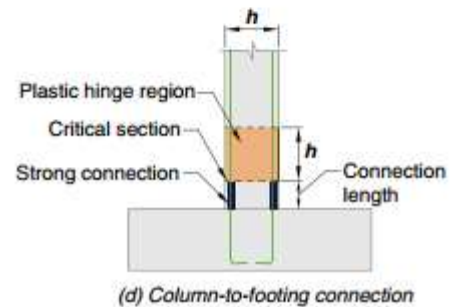
(a) Beam-to-beam connection



(b) Beam-to-column connection



(c) Beam-to-column connection



(d) Column-to-footing connection

Fig. R18.9.2.2—Strong connection examples.

الشكل - R18.9.2.2. أمثلة وصلة قوية.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**18.9.2.3** Special moment frames constructed using precast concrete and not satisfying 18.9.2.1 or 18.9.2.2 shall satisfy (a) through (c):

(a) **ACI 374.1** (b) Details and materials used in the test specimens shall be representative of those used in the structure (c) The design procedure used to proportion the test specimens shall define the mechanism by which the frame resists gravity and earthquake effects, and shall establish acceptance values for sustaining that mechanism. Portions of the mechanism that deviate from Code requirements shall be contained in the test specimens and shall be tested to determine upper bounds for acceptance values.

**18.9.2.3** يجب أن تستوفي أطارات العزوم الخاصة التي تم إنشاؤها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب والتي لا تستوفي 18.9.2.1 أو 18.9.2.2 من (أ) إلى (ج):

**ACI 374.1** (أ)

(ب) تكون التفاصيل والمواد المستخدمة في عينات الاختبار ممثلة لتلك المستخدمة في المنشأ

(ج) يجب أن يحدد إجراء التصميم المستخدم لنسبة عينات الاختبار الآلية التي يقاوم بها الإطار التأثيرات الرأسية والزلزالية، ويجب إنشاء قيم القبول للحفاظ على تلك الآلية. يجب تضمين أجزاء من الآلية التي تحيد عن متطلبات الكود في عينات الاختبار، ويجب اختبارها لتحديد الحدود العليا لقيم القبول.

**R18.9.2.3** Precast frame systems not satisfying the prescriptive requirements of Chapter 18 have been demonstrated in experimental studies to provide satisfactory seismic performance characteristics (Stone et al. 1995; Nakaki et al. 1995). **ACI 374.1** defines a protocol for establishing a design procedure, validated by analysis and laboratory tests, for such frames. The design procedure should identify the load path or mechanism by which the frame resists gravity and earthquake effects. The tests should be configured to investigate critical behaviors, and the measured quantities should establish upper-bound acceptance values for components of the load path, which may be in terms of limiting stresses, forces, strains, or other quantities. The design procedure used for the structure should not deviate from that used to design the test specimens, and acceptance values should not exceed values that were demonstrated by the tests to be acceptable. Materials and components used in the structure should be similar to those used in the tests. Deviations may be acceptable if the licensed design professional can demonstrate that those deviations do not adversely affect the behavior of the framing system. **ACI 550.3** defines design requirements for one type of special precast concrete moment frame for use in accordance with 18.9.2.3.

**R18.9.2.3** وقد تم إثبات أنظمة الأطار مسبقة الصب التي لا تستوفي المتطلبات الإلزامية للفصل 18 في الدراسات التجريبية لتوفير خصائص أداء زلزالية مرضية (Stone et al. 1995). (Nakaki et al. 1995) يحدد **ACI 374.1** بروتوكولاً لإنشاء إجراء تصميمي، مصادق عليه من قبل التحليل والاختبارات العملية، لهذه الأطارات. يجب أن يحدد الإجراء التصميمي مسار الحمل أو الآلية التي يقاوم بها الإطار التأثيرات الرأسية والزلزالية. يجب أن يتم تكوين الاختبارات للتحقيق في السلوكيات الحرجة، ويجب أن تحدد الكميات المقاسة قيم قبول أعلى منضماً لمكونات مسار الحمل، والتي قد تكون من حيث الحد من الاجهادات أو القوى أو الانفعالات أو الكميات الأخرى. يجب ألا ينحرف الإجراء التصميمي المستخدم للمنشأ عن ذلك المستخدم لتصميم عينات الاختبار، ويجب ألا تتجاوز قيم القبول القيم التي أثبتتها الاختبارات لتكون مقبولة. يجب أن تكون المواد والمكونات المستخدمة في المنشأ مشابهة لتلك المستخدمة في الاختبارات. قد تكون الانحرافات مقبولة إذا استطاع محترف التصميم المرخص إثبات أن هذه الانحرافات لا تؤثر سلباً على سلوك نظام الأطارات. يحدد **ACI 550.3** متطلبات التصميم لنوع واحد من إطار العزم الخرسانى مسبق الصب للاستخدام وفقاً لـ 18.9.2.3.

## 18.10—Special structural walls

## R18.10—Special structural walls

### 18.10 - جدران القص الخاصة

### R18.10 - جدران القص الخاصة

#### 18.10.1 Scope

#### 18.10.1 المجال

**18.10.1.1** This section shall apply to special structural walls and all components of special structural walls including coupling beams and wall piers forming part of the seismic-force-resisting system

**18.10.1.1** ينطبق هذا القسم على جدران القص الخاصة وعلى جميع مكونات جدران القص الخاصة بما في ذلك كمرات الازدواج وركائز الجدران التي تشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية.

**18.10.1.2** Special structural walls constructed using precast concrete shall be in accordance with 18.11 in addition to 18.10.

**18.10.1.2** يجب أن تكون جدران القص الخاصة التي يتم أنشائها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب وفقاً لما هو 18.11 بالإضافة إلى 18.10.

**R18.10.1** Scope—This section contains requirements for the dimensions and details of special structural walls and all components including coupling beams and wall piers. Wall piers are defined in Chapter 2. Design provisions for vertical wall segments depend on the aspect ratio of the wall segment in the plane of the wall ( $h_w/\ell_w$ ), and the aspect ratio of the horizontal cross section ( $\ell_w/b_w$ ), and generally follow the descriptions in Table R18.10.1. The limiting aspect ratios for wall piers are based on engineering judgment. It is intended that flexural yielding of the vertical reinforcement in the pier should limit shear demand on the pier.

**R18.10.1** المجال - يحتوي هذا القسم على متطلبات لأبعاد وتفاصيل جدران القص الخاصة بجميع المكونات بما في ذلك كميرات الازدواج وركائز الجدران . يتم تعريف ركائز الجدار في الفصل 2. تعتمد أحكام التصميم الخاصة بقطاعات الجدار الرأسية على نسبة العرض إلى الارتفاع لشريحة الجدار في مستوى الجدار (hw / lw) ، ونسبة العرض إلى الارتفاع للمقطع العرضي الأفقي (lw / bw) ، وعموماً اتبع الأوصاف في الجدول R18.10.1 وتستند النسب الجانبية الحد لركائز الجدار على الحكم الهندسي. ومن المقصود أن يؤدي خضوع الانحناء في التسليح الراسي في الركيزة إلى الحد من طلب القص على الركيزة.

Table R18.10.1—Governing design provisions for vertical wall segments[1]

الجدول - R18.10.1 أحكام التصميم الحاكمة لقطاعات الجدار الرأسية (1)

Clear height of vertical wall segment/length of vertical wall segment, (h <sub>w</sub> /l <sub>w</sub> )	Length of vertical wall segment/wall thickness (l <sub>w</sub> /b <sub>w</sub> )		
	(l <sub>w</sub> /b <sub>w</sub> ) ≤ 2.5	2.5 < (l <sub>w</sub> /b <sub>w</sub> ) ≤ 6.0	(l <sub>w</sub> /b <sub>w</sub> ) > 6.0
h <sub>w</sub> /l <sub>w</sub> < 2.0	Wall	Wall	Wall
h <sub>w</sub> /l <sub>w</sub> ≥ 2.0	Wall pier required to satisfy specified column design requirements; refer to 18.10.8.1	Wall pier required to satisfy specified column design requirements or alternative requirements; refer to 18.10.8.1	Wall

[1] h<sub>w</sub> is the clear height, l<sub>w</sub> is the horizontal length, and b<sub>w</sub> is the width of the web of the wall segment.

[1] hw هو الارتفاع الصافي ، و lw هو الطول الأفقي ، و bw هو عرض الشفة الوسطية لجزء الجدار

## 18.10.2 Reinforcement

### 18.10.2 التسليح

18.10.2.1 The distributed web reinforcement ratios, ρ<sub>l</sub> and ρ<sub>t</sub>, for structural walls shall be at least 0.0025, except that if V<sub>u</sub> does not exceed  $0.083\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}\rho_t$  and ρ<sub>t</sub> shall be permitted to be reduced to the values in 11.6. Reinforcement spacing each way in structural walls shall not exceed 18 in. Reinforcement contributing to V<sub>n</sub> shall be continuous and shall be distributed across the shear plane

**18.10.2.1** يجب أن تكون نسب التسليح الموزعة على الشفة الوسطية ، ρ<sub>l</sub> و ρ<sub>t</sub> ، لجدران القص، على الأقل 0.0025 ، باستثناء أنه إذا لم تتجاوز V<sub>u</sub>  $0.083\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}\rho_t$  ، و ρ<sub>t</sub> يسمح بتخفيضها إلى القيم في 11.6. يجب ألا يتجاوز التباعد في كل اتجاه لجدران القص 18 بوصة. يجب أن يكون التسليح المساهم في V<sub>n</sub> مستمراً ويتم توزيعه عبر مستوى القص.

18.10.2.2 At least two curtains of reinforcement shall be used in a wall if  $V_u > 0.17\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$  or  $h_w/l_w \geq 2.0$ , in which h<sub>w</sub> and l<sub>w</sub> refer to height and length of entire wall, respectively.

**18.10.2.2** يجب استخدام طبقتين من التسليح على الأقل في الجدار إذا كان  $V_u > 0.17\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$  or  $h_w/l_w \geq 2.0$  ، حيث يشير h<sub>w</sub> و l<sub>w</sub> إلى ارتفاع وطول الجدار بأكمله ، على التوالي.

**R18.10.2 Reinforcement**—Minimum reinforcement requirements in 18.10.2.1 follow from preceding Codes. The requirement for distributed shear reinforcement is related to the intent to control the width of inclined cracks. The requirement for two layers of reinforcement in walls resisting substantial design shears in 18.10.2.2 is based on the observation that, under ordinary construction conditions, the probability of maintaining a single layer of reinforcement near the middle of the wall section is quite low. Furthermore, presence of reinforcement close to the surface tends to inhibit fragmentation of the concrete in the event of severe cracking during an earthquake. The requirement for two layers of vertical reinforcement in more slender walls is to improve lateral stability of the compression zone under cyclic loads following yielding of vertical reinforcement in tension.

**R18.10.2** التسليح - تتبع متطلبات أقل التسليح في 18.10.2.1 من الكودات السابقة. ترتبط متطلبات تسليح القص الموزعة بقصد التحكم في عرض الشقوق المائلة يعتمد الشرط لطبقتين من التسليح في الجدران التي تقاوم قوى القص التصميمية الكبيرة في 18.10.2.2 على الملاحظة التي، في ظل ظروف البناء العادية، احتمال الحفاظ على طبقة واحدة من التسليح بالقرب من منتصف مقطع الجدار منخفض للغاية. علاوة على ذلك، فإن وجود التسليح قريب من السطح يميل إلى منع تجزئة الخرسانة في حالة حدوث تشقق حاد أثناء حدوث زلزال. يتمثل الشرط الخاص بطبقتين من التسليح الراسي في الجدران الأكثر نحافة في تحسين الثبات الجانبي لمنطقة الضغط تحت الأحمال الدورية بعد الحصول على التسليح الراسي في الشد.

## CODE

### الكود

**18.10.2.3** Reinforcement in structural walls shall be developed or spliced for  $f_y$  in tension in accordance with 25.4, 25.5, and (a) through (c):

(a) Longitudinal reinforcement shall extend beyond the point at which it is no longer required to resist flexure by least  $0.8\ell_w$ , except at the top of a wall

(b) At locations where yielding of longitudinal reinforcement is likely to occur as a result of lateral displacements, development lengths of longitudinal reinforcement shall be 1.25 times the values calculated for  $f_y$  in tension

(c) Mechanical splices of reinforcement shall conform to 18.2.7 and welded splices of reinforcement shall conform to 18.2.8

**18.10.2.3** يجب تثبيت التسليح في جدران القص أو توصيلها من أجل  $f_y$  في حالة الشد وفقاً لـ 25.4 و 25.5 و (a) إلى (c) :

(أ) يجب أن يمتد التسليح الطولي إلى خارج النقطة التي لم تعد مطلوبة فيها مقاومة الانحناء بنسبة  $0.8\ell_w$  على الأقل، باستثناء الجزء العلوي من الجدار

(ب) في المواقع التي من المرجح أن يحدث فيها خضوع التسليح الطولي نتيجة للأزاحة الجانبية، يجب أن تكون أطوال تثبيت التسليح الطولي 1.25 أضعاف القيم المحسوبة لـ  $f_y$  في الشد

(ج) يجب أن تتطابق تسليح التوصيلات الميكانيكية مع 18.2.7 ويجب أن تتوافق تسليح التوصيلات الملحومة مع 18.2.8.

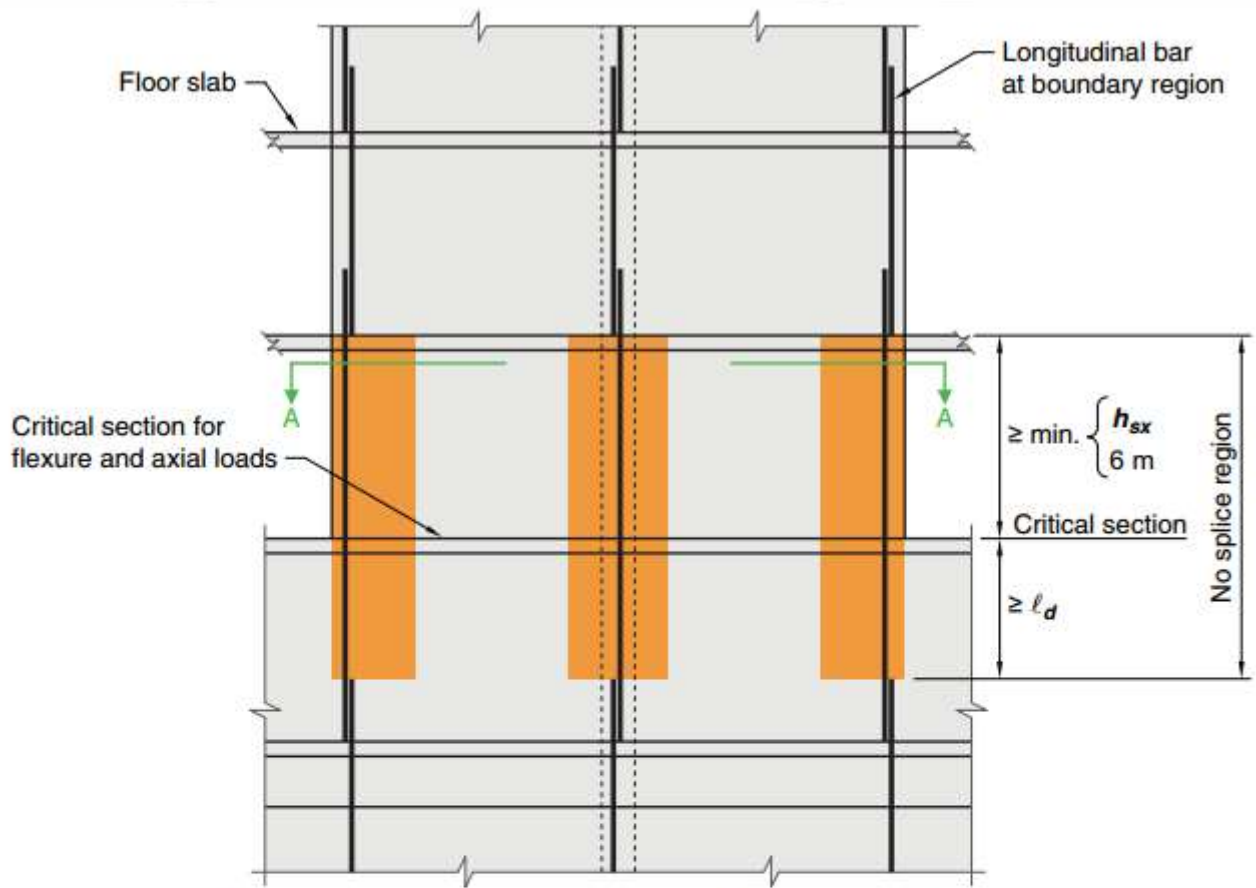
## COMMENTARY

### التعليق

**R18.10.2.3** Requirements are based on provisions in **Chapter 25**, with modifications to address issues specific to structural walls, as well as to the use of high-strength reinforcement. Because actual forces in longitudinal reinforcement of structural walls may exceed calculated forces, reinforcement should be developed or spliced to reach the yield strength of the bar in tension. Termination of longitudinal (vertical) reinforcement in structural walls should be specified so that bars extend above elevations where they are no longer required to resist design flexure and axial force; extending bars  $\ell_w$  above the next floor level is a practical approach to achieving this requirement. A limit of 3.6 m is included for cases with large story heights. Bar terminations should be accomplished gradually over a wall height and should not be located close to critical sections where yielding of longitudinal reinforcement is expected, which typically occurs at the base of a wall with a uniform, or nearly uniform, cross section over the building height. Strain hardening of reinforcement results in spread of plasticity away from critical sections as lateral deformations increase. Research (Aaletti et al. 2012; Hardisty et al. 2015) shows that lap splices should be avoided in walls where flexural yielding is anticipated, for example at the base of walls, because they may lead to large localized strains and bar fractures. Figure R18.10.2.3 illustrates boundary regions where lap splices are not permitted. At locations where yielding of longitudinal reinforcement is expected, a 1.25 multiplier is applied to account for the likelihood that the actual yield strength exceeds the specified yield strength of the bar, as well as the influence of strain hardening and cyclic load reversals. Where transverse reinforcement is used, development lengths for straight and hooked bars may be reduced as permitted in 25.4.2 and 25.4.3, respectively, because closely spaced transverse reinforcement improves the performance of splices and hooks subjected to repeated inelastic demands (ACI 408.2R).

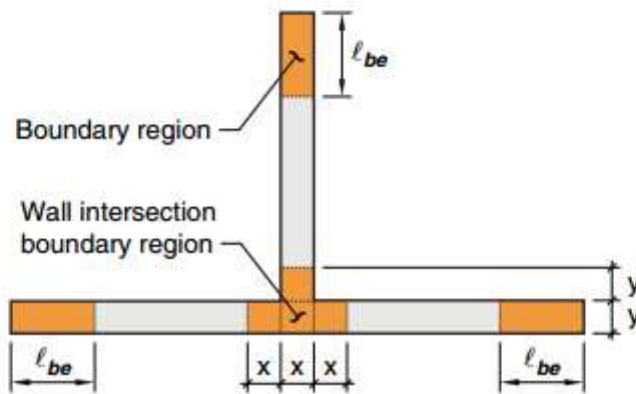
**R18.10.2.3** تستند المتطلبات إلى الأحكام الواردة في الفصل 25 ، مع تعديلات لمعالجة القضايا الخاصة بجدران القص ، وكذلك استخدام التسليح عالي المقاومة. نظراً لأن القوى الفعلية في التسليح الطولي لجدران القص قد تتجاوز القوى المحسوبة ، يجب تثبيت أو توصيل التسليح للوصول إلى مقاومة الخضوع للسليخ في الشد. يجب تحديد إنهاء التسليح الطولي (الرأسي) في جدران القص بحيث تمتد الأسياخ فوق الارتفاعات حيث لم تعد هناك حاجة لمقاومة الانحناء التصميمي والقوة المحورية ؛ إن تمديد الأسياخ فوق مستوى السطح التالي هو نهج عملي لتحقيق هذا المطلب. يتم تضمين حد 3.6 متر للحالات ذات ارتفاعات الطابق الكبيرة. يجب أن يتم إنهاء التسليح تدريجياً على ارتفاع الجدار ولا يجب أن يكون موجوداً بالقرب من المقاطع الحرجة حيث من المتوقع أن ينتج خضوع التسليح الطولي ، والذي يحدث عادة عند قاعدة الجدار مع مقطع عرضي منتظم أو شبه منتظم فوق ارتفاع المبنى . يؤدي تصلب انفعال التسليح إلى انتشار اللدونة بعيداً عن المقاطع الحرجة مع زيادة التشوهات الجانبية. تظهر الأبحاث (Aaletti et al. 2012)؛ (Hardisty et al. 2015) أنه يجب تجنب توصيلات التداخل في الجدران حيث من المتوقع أن ينتج خضوع التسليح ، على سبيل المثال عند قاعدة الجدران ، لأنها قد تؤدي إلى انفعالات محلية كبيرة وكسور السليخ. يوضح الشكل R.18.10.2.3 المناطق الحدودية حيث لا يسمح بتوصيلات التداخل في المواقع التي يتوقع فيها خضوع التسليح الطولي ، يتم تطبيق مضاعف 1.25 لمراعاة احتمالية تجاوز مقاومة الخضوع الفعلية لمقاومة الخضوع المحددة للسليخ ، بالإضافة إلى تأثير تصلب الانفعال وانعكاسات الحمل الدوري. عند استخدام التسليح العرضي ، يمكن تقليل أطوال التثبيت للأسياخ المستقيمة والمعكوفة كما هو مسموح به في 25.4.2 و 25.4.3 على التوالي ، لأن التسليح العرضي المتقارب يحسن أداء التوصيلات والخطافات المعرضة لمتطلبات غير مرنة. (ACI 408.2R)





**Note:** For clarity, only part of the required reinforcement is shown.

(a) Elevation



(b) Section A-A

**Fig. R18.10.2.3**—Wall boundary regions within heights where lap splices are not permitted.

الشكل - R18.10.2.3، مناطق حدود الجدار داخل الارتفاعات حيث لا يسمح بتوصيلات التداخل.

## CODE

### الكود

**18.10.2.4** Walls or wall piers with  $h_w/\ell_w \geq 2.0$  that are effectively continuous from the base of structure to top of wall and are designed to have a single critical section for flexure and axial loads shall have longitudinal reinforcement at the ends of a vertical wall segment that satisfies (a) through (c).

(a) Longitudinal reinforcement ratio within  $0.15\ell_w$  from the end of a vertical wall segment, and over a width equal to the

wall thickness, shall be at least  $0.5\sqrt{f'_c}/f_y$ .

(b) The longitudinal reinforcement required by 18.10.2.4(a) shall extend vertically above and below the critical section at least the greater of  $\ell_w$  and  $M_u/3V_u$ .

(c) No more than 50 percent of the reinforcement required by 18.10.2.4(a) shall be terminated at any one section.

**18.10.2.4** يجب أن تكون الجدران أو ركائز الجدران ذات  $h_w/\ell_w \geq 2.0$  المستمرة بشكل فعال من قاعدة المنشأ إلى أعلى الجدار ومصممة بحيث تحتوي على مقطع حرج واحد للانحناء والحمل المحوري على تسليح طولي في نهايات المقطع الرأسي للجدار التي تفي (أ) حتى (ج).  
(أ) يجب أن تكون نسبة التسليح الطولي في حدود  $0.15\ell_w$  من نهاية المقطع الرأسي للجدار ، وعلى عرض يساوي سمك الجدار على الأقل  
(ب) يمتد التسليح الطولي المطلوب في 18.10.2.4 (أ) عمودياً فوق المقطع الحرج وأسفله على الأقل أكبر من  $\ell_w$  و  $M_u / 3V_u$ .  
(ج) لا يسمح إنهاء أكثر من 50 بالمائة من التسليح المطلوب بموجب 18.10.2.4 (أ) في أي مقطع واحد.

**18.10.2.5** Reinforcement in coupling beams shall be developed for  $f_y$  in tension in accordance with 25.4, 25.5, and (a) and (b):  
(a) If coupling beams are reinforced according to 18.6.3.1, the development length of longitudinal reinforcement shall be 1.25 times the values calculated for  $f_y$  in tension.

(b) If coupling beams are reinforced according to 18.10.7.4, the development length of diagonal reinforcement shall be 1.25 times the values calculated for  $f_y$  in tension.

**18.10.2.5** يجب تثبيت التسليح في كمرات الازدواج لـ  $f_y$  في حالة الشد وفقاً لـ 25.4 و 25.5 و (أ) و (ب): (أ) إذا تم تسليح كمرات الازدواج وفقاً لـ 18.6.3.1 ، يجب أن يكون طول تثبيت التسليح الطولي 1.25 مرة من القيم المحسوبة لـ  $f_y$  في الشد. (ب) إذا تم تسليح كمرات الازدواج وفقاً لـ 18.10.7.4 ، يجب أن يكون طول تثبيت التسليح القطري 1.25 ضعف القيم المحسوبة لـ  $f_y$  في الشد.

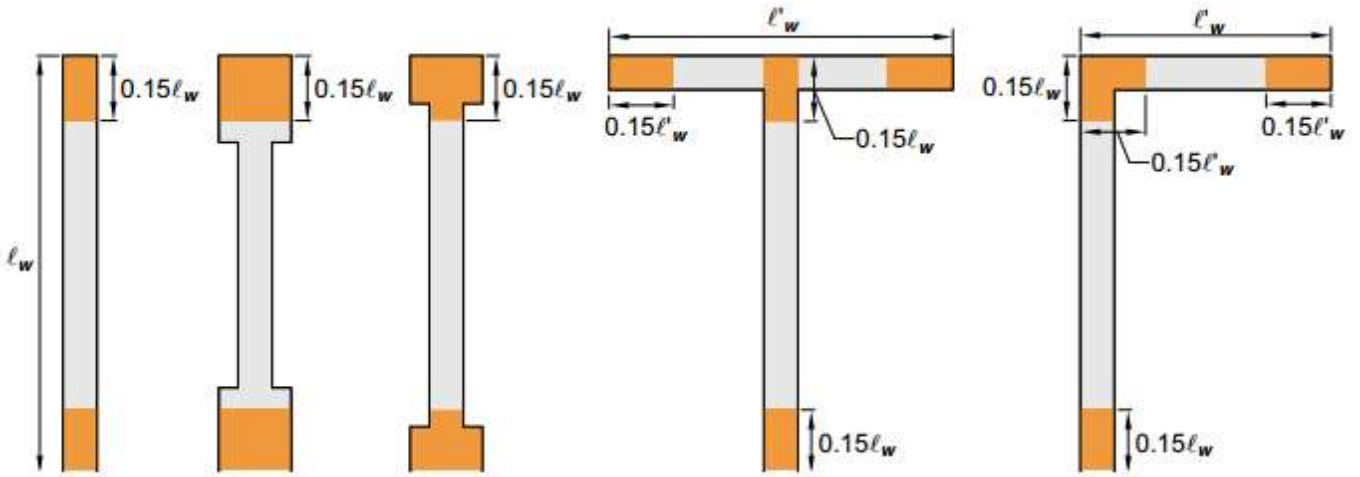
## COMMENTARY

### التعليق

**R18.10.2.4** This provision is based on the assumption that inelastic response of the wall is dominated by flexural action at a critical, yielding section. The wall should be proportioned so that the critical section occurs where intended. If there is potential for more than one critical section, it is prudent to provide the minimum boundary reinforcement at all such sections. The requirement for minimum longitudinal reinforcement in the ends of the wall is to promote the formation of well-distributed secondary flexural cracks in the wall plastic hinge region to achieve the required deformation capacity during earthquakes (Lu et al. 2017; Sritharan et al. 2014). Furthermore, significantly higher in-place concrete strengths than used in design calculations may be detrimental to the distribution of cracking. 18.10.2.4(a) specifies the required reinforcement ratio in the end tension zones, as shown for different wall sections in Fig. R18.10.2.4. The longitudinal reinforcement required by 18.10.2.4(a) should be located at a critical section where concentrated yielding of longitudinal reinforcement is expected (typically the base of a cantilever wall) and must continue to a sufficient elevation of the wall to avoid a weak section adjacent to the intended plastic hinge region. A height above or below the critical section of  $M_u/3V_u$  is used to identify the length over which yielding is expected.

**R18.10.2.4** يستند هذا الحكم على افتراض أن الاستجابة الغير مرنة للجدار يسيطر عليها فعل الانحناء في خضوع مقطع حرج ، يجب أن يكون الجدار متناسباً بحيث يحدث المقطع الحرج في المكان المقصود. إذا كان هناك احتمال لأكثر من مقطع حرج ، فمن الحكمة توفير الحد الأدنى من تسليح الحدود في جميع هذه المقاطع. متطلبات الحد الأدنى للتسليح الطولي في نهايات الجدار هو تشجيع تشكيل شقوق الانحناء الثانوية موزعة جيداً في منطقة المفصل اللدن للجدار لتحقيق قدرة التشوه المطلوبة أثناء الزلازل (لو وآخرون 2017) .  
Sritharan وآخرون 2014). علاوة على ذلك ، قد تكون مقاومة الخرسانة في الموقع أعلى بشكل ملحوظ من المستخدمة في حسابات التصميم ضارة بتوزيع التشقق. 18.10.2.4 (أ) تحدد نسبة التسليح المطلوبة في مناطق الشد النهائي ، كما هو موضح لمقاطع الجدار المختلفة في الشكل R18.10.2.4. يجب أن يكون التسليح الطولي المطلوب في 18.10.2.4 (أ) موجوداً في مقطع حرج حيث يتوقع الحصول على تركيز الخضوع للتسليح الطولي (عادةً ما يكون قاعدة جدار كابولي) ويجب أن يستمر في الارتفاع الكافي للجدار لتجنب مقطع ضعيف بجوار منطقة المفصل اللدن المقصود. يتم استخدام ارتفاع أعلى أو أسفل المقطع الحرج من  $M_u / 3V_u$  لتحديد الطول المتوقع خلاله للخضوع.





**Fig. R18.10.2.4**—Locations of longitudinal reinforcement required by 18.10.2.4(a) in different configurations of wall sections.

الشكل - R18.10.2.4 مواقع التسليح الطولي المطلوبة في 18.10.2.4 (أ) في التكوينات المختلفة لمقاطع الجدار.

## 18.10.3 Design forces

## 18.10.3 القوى التصميمية

## R18.10.3 Design forces

The possibility of yielding in components of structural walls should be considered, as in the portion of a wall between two window openings, in which case the actual shear may be in excess of the shear indicated by lateral load analysis based on factored design forces.

## R18.10.3 القوى التصميمية

يجب النظر في إمكانية الخضوع في مكونات الجدران الإنشائية ، كما هو الحال في جزء الجدار بين فتحتين للنافذة ، وفي هذه الحالة قد يكون القص الفعلي أكثر من القص المشار إليه بواسطة تحليل الحمل الجانبي بناءً على القوى التصميمية المصعدة.

18.10.3.1 The design shear force  $V_e$  shall be calculated by:

18.10.3.1 تحسب قوة القص التصميمية  $V_e$  على النحو التالي:

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq 3V_u \quad (18.10.3.1)$$

where  $V_u$ ,  $\Omega_v$ , and  $\omega_v$  are defined in 18.10.3.1.1, 18.10.3.1.2, and 18.10.3.1.3, respectively.

حيث يتم تعريف  $V_u$  و  $\Omega_v$  و  $\omega_v$  في 18.10.3.1.1 و 18.10.3.1.2 و 18.10.3.1.3 على التوالي.

18.10.3.1.1  $V_u$  is the shear force obtained from code lateral load analysis with factored load combinations.

18.10.3.1.1  $V_u$  هي قوة القص التي تم الحصول عليها من كود تحليل الحمل الجانبي مع تراكيب الحمل المصعد.

18.10.3.1.2  $\Omega_v$  shall be in accordance with Table 18.10.3.1.2.

18.10.3.1.2  $\Omega_v$  يجب أن تكون مطابقة للجدول 18.10.3.1.2.

Table 18.10.3.1.2—Overstrength factor  $\Omega_v$  at critical section  
الجدول 18.10.3.1.2 – معامل المقاومة الزائدة  $\Omega_v$  في المقطع الحرج

Condition	$\Omega_v$
$h_{wc}/\ell_w > 1.5$	Greater of $M_p/M_u^{[1]}$ 1.5 <sup>[2]</sup>
$h_{wc}/\ell_w \leq 1.5$	1.0

[1] For the load combination producing the largest value of  $\Omega_v$ .

[2] Unless a more detailed analysis demonstrated a smaller value, but not less than 1.0.

[1] بالنسبة لتراكيب الحمل الذي ينتج أكبر قيمة لـ  $\Omega_v$  [2] ما لم يظهر تحليل أكثر تفصيلاً قيمة أصغر ، ولكن ليس أقل من 1.0.

18.10.3.1.3 For walls with  $h_{wc}/\ell_w < 2.0$ ,  $\omega_v$  shall be taken as 1.0. Otherwise,  $\omega_v$  shall be calculated as:

18.10.3.1.3 بالنسبة للجدران ذات  $h_{wc}/\ell_w < 2.0$  ، يجب اعتبار  $\omega_v$  1.0. بخلاف ذلك ، تحسب  $\omega_v$  على النحو التالي:

$$\omega_v = 0.9 + \frac{n_s}{10} \quad n_s \leq 6$$

$$\omega_v = 1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8 \quad n_s > 6 \quad (18.10.3.1.3)$$

where  $n_s$  shall not be taken less than the quantity  $0.00028 h_{wc}$ .

حيث لا تؤخذ  $n_s$  أقل من الكمية  $0.00028 h_{wc}$ .

R18.10.3.1 Design shears for structural walls are obtained from lateral load analysis with appropriate load factors increased to account for: (i) flexural overstrength at critical sections where yielding of longitudinal reinforcement is expected; and (ii) dynamic amplification due to higher mode effects, as illustrated in Fig. R18.10.3.1. The approach used to determine the amplified shear forces is similar to that used in New Zealand Standard 3101 (2006). Because  $M_n$  and  $M_{pr}$  depend on axial force, which varies for different load combinations, and loading direction for flanged and coupled walls, the condition producing the largest value of  $\Omega_v$  should be used. Although the value of 1.5 in 18.10.3.1.2 is greater than the minimum value obtained for the governing load combination with a  $\phi$  factor of 0.9 and a tensile stress of at least  $1.25f_y$  in the longitudinal reinforcement, a value greater than 1.5 may be appropriate if provided longitudinal reinforcement exceeds that required. Dynamic amplification is not significant in walls with  $h_w/\ell_w < 2$ . A limit of  $0.007 h_{wc}$  is imposed on  $n_s$  to account for buildings with large story heights. The application of  $\Omega_v$  to  $V_u$  does not preclude the application of a redundancy factor if required by the general building code.

R18.10.3.1 يتم الحصول على قوى القص التصميمية للجدران الإنشائية من تحليل الحمل الجانبي مع زيادة معاملات الحمل المناسبة لتأخذ في الاعتبار ما يلي: (i) (المقاومة الزائدة للنخاع في المقاطع الحرجة حيث من المتوقع الحصول على تسليح طولي ؛ و (ii) التضخيم الديناميكي الناتج عن تأثيرات النمط الأعلى ، كما هو موضح في الشكل R18.10.3.1. إن الطريقة المستخدمة لتحديد قوى القص المضخمة مشابهة لتلك المستخدمة في معيار نيوزيلندا 3101 (2006). لأن  $M_n$  و  $M_{pr}$  يعتمدان على القوة المحورية ، والتي تختلف باختلاف تراكيب الحمل المختلفة ، واتجاه التحميل للجدران المزدوجة والمقترنة ، يجب استخدام الحالة التي تنتج أكبر قيمة لـ  $\Omega_v$  على الرغم من أن القيمة 1.5 في 18.10.3.1.2 أكبر من الحد الأدنى للقيمة التي تم الحصول عليها لتراكيب الحمل المتحكم بمعامل  $0.9\phi$  واجهاد شد لا يقل عن  $1.25 f_y$  في التسليح الطولي ، قد تكون قيمة أكبر من 1.5 مناسبة إذا توفر التسليح الطولي تتجاوز تلك المطلوبة. التضخيم الديناميكي ليس ذا أهمية في الجدران ذات  $h_w/\ell_w < 2$ . يتم فرض حد قدره  $0.007 h_{wc}$  على  $n_s$  لحساب المباني ذات الارتفاعات كبيرة. لا يمنع تطبيق  $\Omega_v$  على  $V_u$  تطبيق معامل التكرار إذا كان مطلوباً بموجب كود البناء العام.

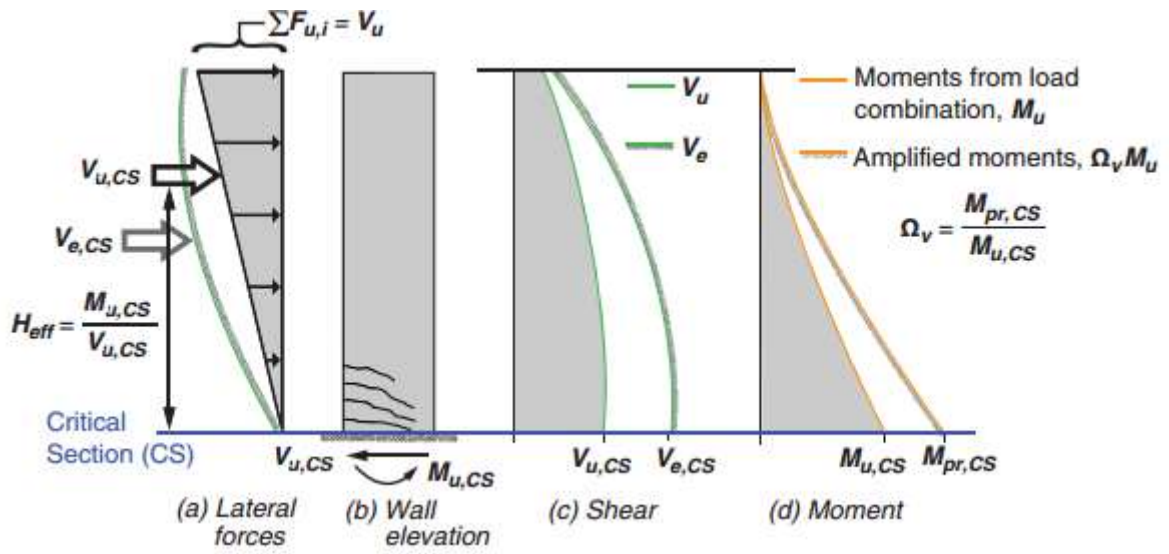


Fig. R18.10.3.1—Determination of shear demand for walls with  $h_w/l_w \geq 2.0$  (Moehle et al 2011).

الشكل - R18.10.3.1. تحديد طلب القص للجدران مع  $h_w / l_w \geq 2.0$  (Moehle et al 2011).

#### 18.10.4 Shear strength

##### 18.10.4 مقاومة القص

18.10.4.1  $V_n$  of structural walls shall not exceed:

18.10.4.1  $V_n$  لجدران القص يجب ألا يتجاوز :

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_l f_y) A_{cw} \quad (18.10.4.1)$$

where:

$\alpha_c = 0.25$  for  $h_w/\ell_w \leq 1.5$

$\alpha_c = 0.17$  for  $h_w/\ell_w \geq 2.0$

It shall be permitted to linearly interpolate the value of  $\alpha_c$  between 0.25 and 0.17 for  $1.5 < h_w/\ell_w < 2.0$ .

حيث

$\alpha_c = 0.25$  for  $h_w/\ell_w \leq 1.5$

$\alpha_c = 0.17$  for  $h_w/\ell_w \geq 2.0$

يُسمح باستكمال قيمة  $\alpha_c$  خطيًا بين 0.25 و 0.17 لـ  $1.5 < h_w/\ell_w < 2.0$ .

18.10.4.2 In 18.10.4.1, the value of ratio  $h_w/\ell_w$  used to calculate  $V_n$  for segments of a wall shall be the greater of the ratios for the entire wall and the segment of wall considered.

18.10.4.2 في 18.10.4.1 ، تكون قيمة النسبة  $h_w/\ell_w$  المستخدمة في حساب  $V_n$  لقطاعات الجدار أكبر من النسب بالنسبة للجدار بأكمله وجزء الجدار المعتبر.

18.10.4.3 Walls shall have distributed shear reinforcement in two orthogonal directions in the plane of the wall. If  $h_w/\ell_w$  does not exceed 2.0, reinforcement ratio  $\rho_l$  shall be at least the reinforcement ratio  $\rho_t$ .

18.10.4.3 يجب أن يكون للجدران تسليح قص موزع في اتجاهين متعامدين في مستوى الجدار. إذا كان  $h_w/\ell_w$  لا يتجاوز 2.0 ، يجب أن تكون نسبة التسليح  $\rho_l$  على الأقل نسبة التسليح  $\rho_t$ .

18.10.4.4 For all vertical wall segments sharing a common

ateral force,  $V_n$  shall not be taken greater than  $0.66 \sqrt{f'_c} A_{cw}$

where  $A_{cw}$  is the gross area of concrete bounded by web thickness and length of section. For any one of the individual vertical wall segments,  $V_n$  shall not be taken greater than

$0.83 \sqrt{f'_c} A_{cw}$  where  $A_{cw}$  is the area of concrete section of the individual vertical wall segment considered.

18.10.4.4 بالنسبة لجميع القطاعات الرأسية للجدران التي تشارك القوة

الجانبية المشتركة، لا يجب أن يؤخذ  $V_n$  أكبر من  $0.66 \sqrt{f'_c} A_{cw}$  ، حيث يكون  $A_{cw}$  هو المقطع الكلي للخرسانة المحدود بسمك الشفة الوسطية وطول المقطع. بالنسبة لأي واحد من القطاعات الرأسية الفردية للجدران، يجب ألا يتم أخذ  $V_n$  أكبر من  $0.83 \sqrt{f'_c} A_{cw}$  ، حيث أن  $A_{cw}$  هي مساحة المقطع الخرساني للقطعة الرأسية الفردية للجدار المعتبر.

18.10.4.5 For horizontal wall segments and coupling beams,

$V_n$  shall not be taken greater than  $0.83 \sqrt{f'_c} A_{cw}$  , where  $A_{cw}$

is the area of concrete section of a horizontal wall segment or coupling beam.

18.10.4.5 بالنسبة للقطاعات الأفقية للجدران والكمرات المزدوجة ، لا يجب أن

يؤخذ  $V_n$  أكبر من  $0.83 \sqrt{f'_c} A_{cw}$  ، حيث يكون  $A_{cw}$  هو هي مساحة المقطع الخرساني للقطعة الأفقية من الجدار أو الكمرات المزدوجة.

**R18.10.4 Shear strength**—Equation (18.10.4.1) recognizes the higher shear strength of walls with high shear to moment ratios (Hirosawa 1977; Joint ACI-ASCE Committee 326 1962; Barda et al. 1977). The nominal shear strength is given in terms of the net area of the section resisting shear. For a rectangular section without openings, the term  $A_{cv}$  refers to the gross area of the cross section rather than to the product of the width and the effective depth. The definition of  $A_{cv}$  in Eq. (18.10.4.1) facilitates design calculations for walls with uniformly distributed reinforcement and walls with openings. A vertical wall segment refers to a part of a wall bounded horizontally by openings or by an opening and an edge. For an isolated wall or a vertical wall segment,  $\rho_t$  refers to horizontal reinforcement and  $\rho_l$  refers to vertical reinforcement. The ratio  $h_w/\ell_w$  may refer to overall dimensions of a wall, or of a segment of the wall bounded by two openings, or an opening and an edge. The intent of 18.10.4.2 is to make certain that any segment of a wall is not assigned a unit strength greater than that for the entire wall. However, a wall segment with a ratio of  $h_w/\ell_w$  higher than that of the entire wall should be proportioned for the unit strength associated with the ratio  $h_w/\ell_w$  based on the dimensions for that segment.

**R18.10.4 مقاومة القص** - تعترف المعادلة (18.10.4.1) بمقاومة القص الأعلى للجدران مع نسب أعلى قص إلى العزم (Hirosawa 1977 ؛ اللجنة المشتركة ACI-ASCE 326 1962 ؛ Barda et al 1977) . يتم إعطاء مقاومة القص الاسمية من حيث المساحة الصافية للمقطع المقاوم للقص. بالنسبة لمقطع مستطيل بدون فتحات، يشير المصطلح  $A_{cv}$  إلى المساحة الإجمالية للمقطع العرضي بدلاً من ناتج العرض والعمق الفعال. تعريف  $A_{cv}$  في المعادلة (18.10.4.1) يسهل حسابات التصميم للجدران مع التسليح الموزعة بشكل منتظم والجدران مع الفتحات. يشير جزء الجدار الراسي إلى جزء من جدار محدد أفقياً بالفتحات أو بفتحة وحافة. بالنسبة للجدار المعزول أو قطاع الجدار الراسي، يشير  $\rho_t$  إلى التسليح الأفقي ويشير  $\rho_l$  إلى التسليح الراسي. قد تشير نسبة  $h_w/\ell_w$  إلى الأبعاد الكلية لجدار، أو إلى جزء من الجدار يحده فتحتان، أو فتحة وحافة. الهدف من 18.10.4.2 هو التأكد من عدم تخصيص أي جزء من الجدار لقوة وحدة أكبر من ذلك بالنسبة للجدار بأكمله. ومع ذلك، ينبغي أن يتناسب جزء الجدار مع نسبة  $h_w/\ell_w$  أعلى من الجدار بأكمله بالنسبة لمقاومة الوحدة المرتبطة بالنسبة  $h_w/\ell_w$  استناداً إلى أبعاد ذلك الجزء.

To restrain the inclined cracks effectively, reinforcement included in  $\rho_t$  and  $\rho_l$  should be appropriately distributed along the length and height of the wall (refer to 18.10.4.3). Chord reinforcement provided near wall edges in concentrated amounts for resisting bending moment is not to be included in determining  $\rho_t$  and  $\rho_l$ . Within practical limits, shear reinforcement distribution should be uniform and at a small spacing. If the factored shear force at a given level in a structure is resisted by several walls or several vertical wall segments of a perforated wall, the average unit shear strength assumed for the total available cross-sectional area is limited to  $8 \sqrt{f'_c}$  with the additional requirement that the unit shear strength assigned to any single vertical wall segment does not exceed  $10 \sqrt{f'_c}$ . The upper limit of strength to be assigned to any one member is imposed to limit the degree of redistribution of shear force. Horizontal wall segments in 18.10.4.5 refer to wall sections between two vertically aligned openings (refer to Fig. R18.10.4.5). It is, in effect, a vertical wall segment rotated through 90 degrees. A horizontal wall segment is also referred to as a coupling beam when the openings are aligned vertically over the building height. When designing a horizontal wall segment or coupling beam,  $\rho_t$  refers to vertical reinforcement and  $\rho_l$  refers to horizontal reinforcement.

لتقييد الشقوق المائلة بشكل فعال، يجب توزيع التسليح المضمن في  $p_t$  و  $p_l$  بشكل مناسب على طول الجدار وارتفاعه (راجع 18.10.4.3). لا ينبغي أن يدرج تسليح العصب المتوفر قرب حواف الجدار في كميات مركزة لمقاومة عزم الانحناء في تحديد  $p_t$  و  $p_l$  ضمن الحدود العملية، يجب أن يكون توزيع تسليح القص منتظمًا وعلى مسافات صغيرة. إذا قاومت قوة القص المصعدة في مستوى معين للمنشأ من قبل العديد من الجدران أو عدة قطاعات الجدار الرأسي للجدار المثقب، فإن متوسط مقاومة القص لوحدة مساحة المقطع العرضي الكلي المتاحة يقتصر على  $f_c 8$  مع الإضافات يجب ألا تتجاوز مقاومة وحدة القص التي تم تخصيصها لأي جزء من الجدار الرأسي الفردي  $f_c 10$ . يفرض الحد الأعلى من المقاومة المراد تعيينها لأي عنصر مفرد للحد من درجة إعادة توزيع قوة القص. تشير مقاطع الجدار الأفقية في 18.10.4.5 إلى مقاطع الجدار بين فتحتين محابيتين عمودياً (راجع الشكل 18.10.4.5). هو، في الواقع، جزء الجدار الرأسي الذي يتم تدويره خلال 90 درجة. ويشار أيضاً إلى جزء الجدار الأفقي ككمرة الازدواج عند محاذاة الفتحات رأسياً فوق ارتفاع المبنى. عند تصميم جزء جدار أفقي أو كمرة الازدواج، يشير  $p_t$  إلى التسليح الرأسي و  $p_l$  يشير إلى التسليح الأفقي.

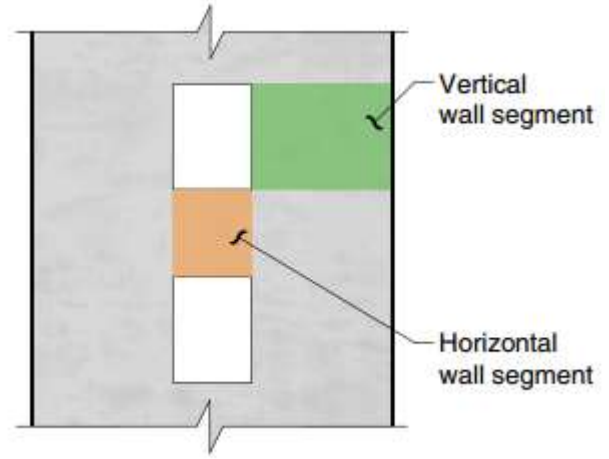


Fig. R18.10.4.5—Wall with openings.

الشكل - R18.10.4.5. الجدار ذو الفتحات.

**18.10.4.6** The requirements of 21.2.4.1 shall not apply to walls or wall piers designed according to 18.10.6.2.

**18.10.4.6** لا تنطبق متطلبات 21.2.4.1 على الجدران أو ركائز الجدران المصممة وفقاً لـ 18.10.6.2.

**R18.10.4.6** Section 21.2.4.1 does not apply because walls designed according to 18.10.6.2 are controlled by flexural yielding, and code level shear forces have been amplified.

**R18.10.4.6** لا ينطبق القسم 21.2.4.1 لأن الجدران المصممة وفقاً لـ 18.10.6.2 يتم التحكم بها من خلال خضوع الانحناء، وتم تضخيم كود مستوى قوى القص.

#### 18.10.5 Design for flexure and axial force

##### 18.10.5 تصميم الانحناء والقوة المحورية

**18.10.5.1** Structural walls and portions of such walls subject to combined flexure and axial loads shall be designed in accordance with 22.4. Concrete and developed longitudinal reinforcement within effective flange widths, boundary elements, and the wall web shall be considered effective. The effects of openings shall be considered.

**18.10.5.1** يجب أن تصمم جدران القص وأجزاء من هذه الجدران المعرضة للانحناءات وأحمال محورية مركبة طبقاً للمواصفة 22.4. يجب اعتبار التسليح الطولي المثبت والخرسانة ضمن العرض الفعال للشفة العليا وعناصر حدية والشفة الوسطية الفعالة للجدار. يجب النظر في تأثيرات الفتحات.

**18.10.5.2** Unless a more detailed analysis is performed, effective flange widths of flanged sections shall extend from the face of the web a distance equal to the lesser of one-half the distance to an adjacent wall web and 25 percent of the total wall height.

**18.10.5.2** ما لم يتم إجراء تحليل أكثر تفصيلاً ، يجب أن يمتد عرض الشفة العليا الفعال للمقاطع من وجه الشفة الوسطية لمسافة مساوية لأقل من نصف المسافة إلى الشفة الوسطية للجدار المجاورة و 25٪ من إجمالي ارتفاع الجدار .

#### R18.10.5 Design for flexure and axial force

##### R18.10.5 تصميم الانحناء والقوة المحورية

**R18.10.5.1** Flexural strength of a wall or wall segment is determined according to procedures commonly used for columns. Strength should be determined considering the applied axial and lateral forces. Reinforcement concentrated in boundary elements and distributed in flanges and webs should be included in the strength calculations based on a strain compatibility analysis. The foundation supporting the wall should be designed to resist the wall boundary and web forces. For walls with openings, the influence of the opening or openings on flexural and shear strengths is to be considered and a load path around the opening or openings should be verified. Capacity-design concepts and strut-and-tie models may be useful for this purpose (Taylor et al. 1998).

**R18.10.5.1** يتم تحديد مقاومة الانحناء لمقطع جدار أو جدار وفقاً للإجراءات المستخدمة بشكل شائع للأعمدة. يجب تحديد المقاومة مع الأخذ بعين الاعتبار القوى المحورية والجانبية المطبقة. يجب أن يدرج التسليح المركز في العناصر الحدودية والموزعة في الشفات العلوية والوسطية في حسابات المقاومة بناءً على تحليل توافق الانفعال. ينبغي تصميم الأساس الذي يدعم الجدار لمقاومة حدود الجدار وقوى الشفة الوسطية. بالنسبة للجدران ذات الفتحات، يجب النظر في تأثير الفتحة أو الفتحات على مقاومة الانحناء والقص ويجب التحقق من مسار الحمل حول الفتحة أو الفتحات. قد تكون مفاهيم تصميم القدرات ونماذج ركيزة - شداد مفيدة لهذا الغرض. (Taylor et al. 1998).

**R18.10.5.2** Where wall sections intersect to form L-, T-, C-, or other cross-sectional shapes, the influence of the flange on the behavior of the wall should be considered by selecting appropriate flange widths. Tests (Wallace 1996) show that effective flange width increases with increasing drift level and the effectiveness of a flange in compression differs from that for a flange in tension. The value used for the effective compression flange width has little effect on the strength and deformation capacity of the wall; therefore, to simplify design, a single value of effective flange width based on an estimate of the effective tension flange width is used in both tension and compression.

**R18.10.5.2** حيثما تتقاطع مقاطع الجدران لتشكيل أشكال L أو T أو C أو أشكال مقطع العرضي أخرى ، ينبغي النظر في تأثير الشفة على سلوك الجدار باختيار عرض مناسب للشفة العلوية. تبين الاختبارات (والاس 1996) أن عرض الشفة الفعال يزداد مع زيادة مستوى الاراحة وفعالية الشفة في الضغط يختلف عن شفة الشد. إن القيمة المستخدمة لعرض شفة الضغط الفعال لها تأثير ضئيل على مقاومة وسعة التشوه للجدار؛ لذلك، لتبسيط التصميم، يتم استخدام قيمة واحدة من عرض شفة فعالة استناداً إلى تقدير عرض شفة الشد الفعال في كل من الشد والضغط.



### 18.10.6 Boundary elements of special structural walls

#### 18.10.6 العناصر الحدية لجدران القص الخاصة

**18.10.6.1** The need for special boundary elements at the edges of structural walls shall be evaluated in accordance with 18.10.6.2 or 18.10.6.3. The requirements of 18.10.6.4 and 18.10.6.5 shall also be satisfied.

**18.10.6.1** يجب تقييم الحاجة لعناصر حدية خاصة عند أطراف جدران القص وفقاً لـ 18.10.6.2 أو 18.10.6.3. يجب أيضاً تلبية متطلبات 18.10.6.4 و 18.10.6.5.

**18.10.6.2** Walls or wall piers with  $h_{wcs}/\ell_w \geq 2.0$  that are effectively continuous from the base of structure to top of wall and are designed to have a single critical section for flexure and axial loads shall satisfy (a) and (b):

(a) Compression zones shall be reinforced with special boundary elements where

**18.10.6.2** الجدران أو ركائز الجدران ذات  $h_{wcs} / \ell_w \geq 2.0$  والتي تكون مستمرة بشكل فعال من قاعدة المنشأ إلى أعلى الجدار ومصممة بحيث تحتوي على مقطع حرج واحد للأنحاء والحمل المحوري يجب أن تستوفي (أ) و (ب): (أ) يجب تسليح مناطق الضغط بعناصر حدودية خاصة حيث

$$\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{\ell_w}{600c} \quad (18.10.6.2a)$$

and c corresponds to the largest neutral axis depth calculated for the factored axial force and nominal moment strength consistent with the direction of the design displacement  $\delta_u$ . Ratio  $\delta_u/h_{wcs}$  shall not be taken less than 0.005.

و c يتوافق مع أكبر عمق محايدة محسوبة للقوة المحورية المصعدة وقوة العزم الاسمية المتوافقة مع اتجاه الازاحة التصميمية  $\delta_u$ . يجب ألا تؤخذ النسبة  $\delta_u/h_{wcs}$  أقل من 0.005.

### R18.10.6 Boundary elements of special structural walls

#### R18.10.6 العناصر الحدية لجدران القص الخاصة

**R18.10.6.1** Two design approaches for evaluating detailing requirements at wall boundaries are included in 18.10.6.1. Provision 18.10.6.2 allows the use of displacement-based design of walls, in which the structural details are determined directly on the basis of the expected lateral displacements of the wall. The provisions of 18.10.6.3 are similar to those of the 1995 Code, and have been retained because they are conservative for assessing required transverse reinforcement at wall boundaries for many walls. Provisions 18.10.6.4 and 18.10.6.5 apply to structural walls designed by either 18.10.6.2 or 18.10.6.3.

**R18.10.6.1** تم تضمين طريقتين للتصميم لتقييم المتطلبات التفصيلية على حدود الجدار في 18.10.6.1. يتيح البند 18.10.6.2 استخدام تصميم الجدران بناءً على الازاحة، حيث يتم تحديد التفاصيل الانشائية مباشرة على أساس الازاحات الجانبية المتوقعة للجدار. تشبه أحكام 18.10.6.3 أحكام كود عام 1995، وتم الاحتفاظ بها لأنها متحفظة لتقييم التسليح العرضي المطلوب عند حدود الجدار للعديد من الجدران. تنطبق الأحكام 18.10.6.4 و 18.10.6.5 على جدران القص المصممة إما 18.10.6.2 أو 18.10.6.3.

**R18.10.6.2** This section is based on the assumption that inelastic response of the wall is dominated by flexural action at a critical, yielding section. The wall should be proportioned so that the critical section occurs where intended. Equation (18.10.6.2) follows from a displacement-based approach (Moehle 1992; Wallace and Orakcal 2002). The approach assumes that special boundary elements are required to confine the concrete where the strain at the extreme compression fiber of the wall exceeds a critical value when the wall is displaced to 1.5 times the design displacement. The multiplier of 1.5 on design displacement was added to Equation (18.10.6.2) in the 2014 version of this Code to produce detailing requirements more consistent with the building code performance intent of a low probability of collapse in Maximum Considered Earthquake level shaking. The lower limit of 0.005 on the quantity  $\delta_u/h_w$  requires special boundary elements if wall boundary longitudinal reinforcement tensile strain does not reach approximately twice the limit used to define tension controlled beam sections according to 21.2.2. The lower limit of 0.005 on the quantity  $\delta_u/h_w$  requires moderate wall deformation capacity for stiff buildings. The neutral axis depth c in Eq. (18.10.6.2) is the depth calculated according to 22.2 corresponding to development of nominal flexural strength of the wall when displaced in the same direction as  $\delta_u$ . The axial load is the factored axial load that is consistent with the design load combination that produces the design displacement  $\delta_u$ . The height of the special boundary element is based on estimates of plastic hinge length and extends beyond the zone over which yielding of tension reinforcement and spalling of concrete are likely to occur.

(b) If special boundary elements are required by (a), then (i) and either (ii) or (iii) shall be satisfied.

(i) Special boundary element transverse reinforcement shall extend vertically above and below the critical section a least the greater of  $\ell_w$  and  $M_u/4V_u$ , except as permitted in 18.10.6.4(i).

(ب) إذا كانت عناصر الحدود الخاصة مطلوبة من قبل (أ) ، فإن (1) وإما (2) أو (3) يتم استيفاؤها. (1) يمتد التسليح العرضي لعنصر الحدود الخاصة رأسيًا فوق المقطع الحرج وأسفله على الأقل أكبر من  $\ell_w$  و  $M_u / 4V_u$  ، باستثناء ما هو مسموح به في 18.10.6.4(i).

$$(ii) b \geq \sqrt{0.025cl_w}$$

$$(iii) \delta_c/h_{wcs} \geq 1.5\delta_u/h_{wcs}, \text{ where:}$$

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100} \left( 4 - \frac{1}{50} \left( \frac{\ell_w}{b} \right) \left( \frac{c}{b} \right) - \frac{V_u}{0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}} \right) \quad (18.10.6.2b)$$

The value of  $\delta_c/h_{wcs}$  in Eq. (18.10.6.2b) need not be taken less than 0.015.

قيمة  $\delta_c / h_{wcs}$  في المعادلة (18.10.6.2) (ب) يجب ألا يؤخذ أقل من 0.015.

**R18.10.6.2** يعتمد هذا القسم على افتراض أن الاستجابة الغير مرنة للجدار تسيطر عليها فعل الانحناء في مقطع حرج ومقطع الخضوع. يجب أن يكون الجدار متناسبًا بحيث يحدث المقطع الحرج في المكان المقصود. تتبع المعادلة (18.10.6.2) من نهج قائم على الإزاحة (Moehle 1992) ؛ Wallace and Orakcal 2002). يفترض النهج أن هناك حاجة إلى عناصر حدود خاصة لحصر الخرسانة حيث يتجاوز الضغط على ألياف الضغط القصوى للجدار قيمة حرجة عندما يتم إزاحة الجدار إلى 1.5 مرة من الإزاحة التصميمية. تمت إضافة مضاعف 1.5 على الإزاحة التصميمية إلى المعادلة (18.10.6.2) في إصدار 2014 من هذا الكود لإنتاج متطلبات تفصيلية أكثر اتساقًا مع هدف أداء كود البناء من احتمال منخفض للإتهيار في اهتزاز مستوى الزلازل الأقصى الرصود. يتطلب الحد الأدنى البالغ 0.005 على الكمية  $\delta_u / hw$  عناصر حدود خاصة إذا لم يصل انفعال الشد للتسليح الطولي لحدود الجدار إلى ضعف الحد المستخدم لتحديد مقاطع الكمرات المتحكم فيه حسب الشد وفقًا لـ 21.2.2. يتطلب الحد الأدنى البالغ 0.005 على الكمية  $\delta_u / hw$  قدرة تشوه معتدلة للجدار للمباني الصلبة. عمق المحور المحايد  $C$  في المعادلة (18.10.6.2) هو العمق المحسوب وفقًا لـ 22.2 المقابل لتطور مقاومة الانحناء الاسمية للجدار عند الإزاحة في نفس اتجاه  $\delta_u$  الحمل المحوري هو الحمل المحوري المصعد الذي يتوافق مع تركيبة الحمل التصميمي التي تنتج الإزاحة التصميمية  $\delta_u$ . يعتمد ارتفاع عنصر الحدود الخاصة على تقديرات طول المفاصل اللدنة ويمتد إلى ما بعد المنطقة التي من المرجح أن يحدث فيها تسليح الشد وانقسام الخرسانة.

Equation (18.10.6.2b) is based on the mean top-of-wall drift capacity at 20 percent loss of lateral strength propose by Abdullah and Wallace (2019). The requirement that drift capacity exceed 1.5 times the drift demand results in a low probability of strength loss for the design earthquake. The expression for  $b$  in (ii) is derived from Eq. (18.10.6.2b), assuming values of  $V_u/(0.66A_{cv} f'_c)$  and  $\delta_u/h_{wcs}$  of approximately 1.0 and 0.015, respectively. If  $b$  varies over  $c$ , an average or representative value of  $b$  should be used. For example, at the flanged end of a wall,  $b$  should be taken equal to the effective flange width defined in 18.10.5.2, unless  $c$  extends into the web, then a weighted average should be used for  $b$ . At the end of a wall without a flange,  $b$  should be taken equal to the wall thickness. If the drift capacity does not exceed the drift demand for a trial design, then changes to the design are required to increase wall drift capacity, reduces wall drift demand, or both, such that drift capacity exceeds drift demand for each wall in a given building.

تعتمد المعادلة (18.10.6.2) (ب) على متوسط سعة الإزاحة أعلى الجدار عند فقدان 20 في المائة من المقاومة الجانبية التي اقترحها عبد الله والاس (2019). يؤدي اشتراط أن تتجاوز سعة الإزاحة 1.5 مرة الطلب على الإزاحة إلى احتمال منخفض لفقدان المقاومة التصميمية للزلازل. التعبير لـ  $b$  in (ii) مشتق من المعادلة (18.10.6.2b) ، بافتراض قيم  $V_u/(0.66A_{cv} f'_c)$  و  $\delta_u/h_{wcs}$  تقريبًا 1.0 و 0.015 ، على التوالي. إذا كانت  $b$  تختلف عن  $c$  ، فيجب استخدام متوسط أو قيمة تمثيلية لـ  $b$  على سبيل المثال ، عند الطرف الكابولي للجدار ، يجب أن تؤخذ  $b$  مساوية لعرض الفعال المحدد للشفة العلوية في 18.10.5.2 ، ما لم يمتد  $c$  إلى الشفة الوسطية ، فيجب استخدام متوسط مرجح لـ  $b$  في نهاية الجدار دون الشفة العلوية، ينبغي أن تؤخذ  $b$  مساو لسمك الجدار. إذا كانت سعة الإزاحة لا تتجاوز طلب الإزاحة لتصميم تجريبي ، عندئذٍ يلزم إجراء تغييرات على التصميم لزيادة سعة إزاحة الجدار ، أو تقليل الطلب على إزاحة الجدار ، أو كليهما ، بحيث تتجاوز سعة الإزاحة الطلب على الإزاحة لكل جدار في مبنى معين.

## CODE

### الكود

**18.10.6.3** Structural walls not designed in accordance with 18.10.6.2 shall have special boundary elements at boundaries and edges around openings of structural walls where the maximum extreme fiber compressive stress, corresponding to load combinations including earthquake effects E, exceeds  $0.2f_c'$ . The special boundary element shall be permitted to be discontinued where the calculated compressive stress is less than  $0.15f_c'$ . Stresses shall be calculated for the factored loads using a linearly elastic model and gross section properties. For walls with flanges, an effective flange width as given in 18.10.5.2 shall be used.

**18.10.6.3** يجب أن تكون جدران القص الغير مصممة وفقاً لـ 18.10.6.2 عناصر حدية خاصة عند الحدود والاطراف حول فتحات جدران القص حيث يتجاوز أقصى أجهاد ضغط للألياف القصوى ، بما يطابق تراكيب الحمل بما في ذلك تأثيرات الزلزال E ،  $0.2f_c'$  . يجب أن يتم إيقاف العنصر الحدي الخاص عندما يكون أجهاد الضغط المحسوب أقل من  $0.15f_c'$  . يجب حساب الإجهادات للأحمال المصعدة باستخدام نموذج مرن خطي وخصائص المقطع الإجمالي . بالنسبة للجدران ذات شفات علوية، يجب استخدام عرض شفة فعال كما هو موضح في 18.10.5.2.

## COMMENTARY

### التعليق

**R18.10.6.3** By this procedure, the wall is considered to be acted on by gravity loads and the maximum shear and moment induced by earthquake in a given direction. Under this loading, the compressed boundary at the critical section resists the tributary gravity load plus the compressive resultant associated with the bending moment. Recognizing that this loading condition may be repeated many times during the strong motion, the concrete is to be confined where the calculated compressive stresses exceed a nominal critical value equal to  $0.2f_c'$ . The stress is to be calculated for the factored forces on the section assuming linear response of the gross concrete section. The compressive stress of  $0.2f_c'$  is used as an index value and does not necessarily describe the actual state of stress that may develop at the critical section under the influence of the actual inertia forces for the anticipated earthquake intensity.

**R18.10.6.3** في هذا الإجراء ، يُعتبر أن الجدار يتحكم فيه بأحمال راسية وأقصى قص وعزم يسببها الزلزال في اتجاه معين. تحت هذا التحميل، فإن الحدود المضغوطة في المقطع الحرج تقاوم حمل رأسي بالإضافة إلى ناتج الضغط المرتبط بعزم الانحناء. إدراكاً بأن حالة التحميل هذه قد تتكرر عدة مرات أثناء الحركة القوية، يتم حصر الخرسانة حيث تتجاوز إجهادات الضغط المحسوبة قيمة حرجة اسمية تساوي  $0.2 f_c'$  . يتم حساب الإجهاد للقوى المحسوبة في المقطع على افتراض الاستجابة الخطية لمقطع الخرسانة الإجمالي. يتم استخدام إجهاد الضغط لـ  $0.2 f_c'$  كقيمة مؤشر ولا يصف بالضرورة الحالة الفعلية للإجهاد الذي قد يتطور في المقطع الحرج تحت تأثير قوى القصور الذاتي الفعلية لشدة الزلزال المتوقعة.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**18.10.6.4** If special boundary elements are required by 18.10.6.2 or 18.10.6.3, (a) through (k) shall be satisfied:

(a) The boundary element shall extend horizontally from the extreme compression fiber a distance at least the greater of  $c - 0.1\ell_w$  and  $c/2$ , where  $c$  is the largest neutral axis depth calculated for the factored axial force and nominal moment strength consistent with  $\delta_u$ .

(b) Width of the flexural compression zone,  $b$ , over the horizontal distance calculated by 18.10.6.4(a), including flange if present, shall be at least  $h_u/16$ .

(c) For walls or wall piers with  $h_u/\ell_w \geq 2.0$  that are effectively continuous from the base of structure to top of wall, designed to have a single critical section for flexure and axial loads, and with  $c/\ell_w \geq 3/8$ , width of the flexural compression zone  $b$  over the length calculated in 18.10.6.4(a) shall be greater than or equal to 300 mm

(d) In flanged sections, the boundary element shall include the effective flange width in compression and shall extend at least 300 mm into the web.

(e) The boundary element transverse reinforcement shall satisfy 18.7.5.2(a) through (d) and 18.7.5.3, except the transverse reinforcement spacing limit of 18.7.5.3(a) shall be one-third of the least dimension of the boundary element. The maximum vertical spacing of transverse reinforcement in the boundary element shall also not exceed that in Table 18.10.6.5(b).

(f) Transverse reinforcement shall be arranged such that the spacing  $h_x$  between laterally supported longitudinal bars around the perimeter of the boundary element shall not exceed the lesser of 350 mm and two-thirds of the boundary element thickness. Lateral support shall be provided by a seismic hook of a crosstie or corner of a hoop. The length of a hoop leg shall not exceed two times the boundary element thickness, and adjacent hoops shall overlap at least the lesser of 150 mm and two-thirds the boundary element thickness.

(g) The amount of transverse reinforcement shall be in accordance with Table 18.10.6.4(g).

**18.10.6.2** إذا كانت عناصر الحدود الخاصة مطلوبة بموجب **18.10.6.3** ، (أ) حتى (ك) يجب تحقيقها:

(أ) يجب أن يمتد عنصر الحدود أفقياً من اليااف الضغط القصوى على مسافة أكبر على الأقل من  $c - 0.1\ell_w$  و  $c/2$  ، حيث  $c$  هو أكبر عمق للمحور المحايد محسوب للقوة المحورية المصعدة ومقاومة العزم الاسمية المتسقة مع  $\delta_u$ .

(ب) عرض منطقة انحناء الضغط، على مدى المسافة الأفقية تحسب **18.10.6.4** (أ)، بما في ذلك الشفة العليا إذا كانت موجودة، يجب ان تكون على الأقل هو  $h_u/16$ .

(ج) بالنسبة للجدران أو ركائز الجدار مع الشفة العليا  $h_u/\ell_w \geq 2.0$  التي هي فعالة باستمرار من قاعدة المنشأ إلى أعلى الجدار، والمصممة لتمتلك مقطع حرج واحد للانحناء والاحمال المحورية، ومع  $c/\ell_w \geq 3/8$  يجب أن يكون عرض منطقة انحناء الضغط  $b$  فوق الطول المحسوب في **18.10.6.4** (أ) أكبر من أو يساوي 300 مم

(د) في المقاطع ذات الحواف، يجب أن يشمل عنصر الحدود العرض الفعال للشفة العليا في الضغط ويمتد إلى 300 مم على الأقل في الشفة الوسطية.

(هـ) يجب أن يفي التسليح العرضي لعنصر الحدود **18.7.5.2** (أ) حتى (د) و **18.7.5.3** ، باستثناء حد تباعد التسليح العرضي البالغ **18.7.5.3** (أ) بثلاث الحد الأدنى من عنصر الحدود. يجب ألا يتجاوز التباعد الرأسي الأقصى للتسليح العرضي في عنصر الحدود ذلك في الجدول **18.10.6.5** (ب).

**R18.10.6.4** The horizontal dimension of the special boundary element is intended to extend at least over the length where the concrete compressive strain exceeds the critical value. For flanged wall sections, including box shapes, L-shapes, and C-shapes, the calculation to determine the need for special boundary elements should include a direction of lateral load consistent with the orthogonal combinations defined in **ASCE/SEI 7**. The value of  $c/2$  in 18.10.6.4(a) is to provide a minimum length of the special boundary element. Good detailing practice is to arrange the longitudinal reinforcement and the confinement reinforcement such that all primary longitudinal reinforcement at the wall boundary is supported by transverse reinforcement. A slenderness limit is introduced into the 2014 edition of this Code based on lateral instability failures of slender wall boundaries observed in recent earthquakes and tests (**Wallace 2012; Wallace et al. 2012**). For walls with large cover, where spalling of cover concrete would lead to a significantly reduced section, increased boundary element thickness should be considered. A value of  $c/\ell_w \geq 3/8$  is used to define a wall critical section that is not tension-controlled according to **21.2.2**. A minimum wall thickness of 300 mm. is imposed to reduce the likelihood of lateral instability of the compression zone after spalling of cover concrete. Where flanges are highly stressed in compression, the web-to-flange interface is likely to be highly stressed and may sustain local crushing failure unless special boundary element reinforcement extends into the web. Required transverse reinforcement at wall boundaries is based on column provisions. Expression (a) of Table 18.10.6.4(f) was applied to wall special boundary elements prior to the 1999 edition of this Code. It is reinstated in the 2014 edition of this Code due to concerns that expression

(b) of Table 18.10.6.4(f) by itself does not provide adequate transverse reinforcement for thin walls where concrete cover accounts for a significant portion of the wall thickness. For wall special boundary elements having rectangular cross section,  $A_g$  and  $A_{ch}$  in expressions (a) and (c) in Table 18.10.6.4(f) are defined as  $A_g = \ell_b e b$  and  $A_{ch} = b c_1 b c_2$ , where dimensions are shown in Fig. R18.10.6.4.1. This considers that concrete spalling is likely to occur only on the exposed faces of the confined boundary element. The limits on  $h_x$  are intended to provide more uniform spacing of hoops and crossties for thin walls. Tests (Thomsen and Wallace 2004) show that adequate performance can be achieved using vertical spacing greater than permitted by 18.7.5.3(a). are summarized in Fig. R18.10.6.4.2 (Moehle et al. 2011). The horizontal reinforcement in a structural wall with low shear-to-moment ratio resists shear through truss action, with the horizontal bars acting like the stirrups in a beam. Thus, the horizontal bars provided for shear reinforcement must be developed within the confined core of the boundary must be developed within the confined core of the boundary element and extended as close to the end of the wall as cover requirements and proximity of other reinforcement permit. The anchored within the confined core of the boundary element and extended to within 15cm. from the end of the wall applies to all horizontal bars whether straight, hooked, or headed, as illustrated in Fig. R18.10.6.4.1. anchored within the confined core of the boundary element and extended to within 150 mm. from the end of the wall applies to all horizontal bars whether straight, hooked, or headed, as illustrated in Fig. R18.10.6.4.1.



(و) يتم ترتيب التسليح العرضي بحيث لا تتجاوز المسافة  $h_x$  بين الاسياخ الطولية المدعومة جانبياً حول محيط العنصر الحدودي أقل من 350 مم وتلثي سمك الحدود. يتم توفير الدعم الجانبي بخطاف زلزالي من تقاطع أو زاوية من طوق. يجب ألا يتجاوز طول ساق الطوق مرتين سمك العنصر الحدودي ، ويجب أن تتداخل الأطواق المجاورة على الأقل الأقل من 150 مم وتلثي سمك عنصر الحدود. (ز) تكون كمية التسليح العرضي مطابقة للجدول 18.10.6.4 (ز).

Table 18.10.6.4(g)—Transverse reinforcement for special boundary elements

الجدول 18.10.6.4 (ز) - التسليح العرضي لعناصر الحدود الخاصة

Transverse reinforcement	Applicable expressions	
$A_{sh}/s_b$ for rectilinear hoop	Greater of	(a) $0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$
		(b) $0.09 \frac{f'_c}{f_y}$
$\rho_s$ for spiral or circular hoop	Greater of	(c) $0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$
		(d) $0.12 \frac{f'_c}{f_y}$

**18.10.6.4 R18.10.6.4** ويقصد للبعد الأفقي لعنصر الحدود الخاصة أن يمتد على الأقل على طول حيث تتجاوز انفعال ضغط الخرسانة القيمة الحرجة. بالنسبة لمقاطع الجدران ذات الحواف، بما في ذلك أشكال الصندوق والأشكال L والأشكال C ، ينبغي أن يشتمل الحساب لتحديد الحاجة إلى عناصر حدية خاصة على اتجاه الحمولة الجانبية بما يتفق مع الترتيبات المتعمدة المحددة في **ASCE / SEI 7**. قيمة ج / 2 في 18.10.6.4 (أ) هو توفير الحد الأدنى لطول عنصر الحدود الخاصة. إن التطبيقات التفصيلية الجيدة هي ترتيب التسليح الطولي وتسليح الحصر بحيث يتم دعم جميع التسليح الطولية الرئيسي عند حدود الجدار بواسطة التسليح العرضي. تم إدخال حدود النخافة في طبعة 2014 من هذه الكود بناءً على انهيارات عدم الاستقرار الجانبية لحدود الجدران النخيفة التي لوحظت في الزلازل والاختبارات الأخيرة (والاس 2012 ؛ والاس وآخرون 2012). بالنسبة للجدران ذات الغطاء الكبير، حيث يؤدي انقسام غطاء الخرسانة إلى مقطع مخفض بشكل كبير، يجب النظر في زيادة سماكة العنصر الحدودي. يتم استخدام قيمة  $c / \ell_w \geq 3/8$  لتعريف مقطع حرج للجدار لا يتحكم فيه الشد وفقاً لـ 21.2.2. يتم فرض حد أدنى لسماكة الجدار 300 mm لتقليل احتمال عدم الاستقرار الجانبي لمنطقة الضغط بعد انقسام الخرسانة. وحيث تكون الشفقات العليا عالية الإجهاد، فمن المرجح أن يكون سطح التداخل من الشفة الوسطية إلى العليا عالية الإجهاد ويمكن أن تحافظ على انهيار التشقق المحلي ما لم يمتد تسليح العناصر الخاصة بالحدود إلى الشفة الوسطية. التسليح العرضي المطلوب عند حدود الجدار يستند إلى أحكام العمود. تم تطبيق التعبير (أ) من الجدول 18.10.6.4 (و) على عناصر الحدود الخاصة بالجدار قبل طبعة عام 1999 من هذا الكود. تم إعادته في طبعة 2014 من هذا الكود بسبب المخاوف من هذا التعبير.

(ب) من الجدول 18.10.6.4 (و) في حد ذاته لا يوفر التسليح العرضي الكافي للجدران النخيفة حيث يشكل غطاء الخرسانة لجزء كبير من سمك الجدار. بالنسبة للعناصر الحدودية الخاصة التي تتسم بمقطع عرضي مستطيل، يتم تعريف المعاملات  $A_g$  و  $A_{ch}$  في التعبيرات (a) و (c) في الجدول 18.10.6.4 (f) باسم  $A_g = t b e b$  و  $A_{ch} = b c_1 b c_2$  ، حيث تظهر الأبعاد في الشكل 18.10.6.4.1 R18. ويرى هذا أن انقسام الخرسانة من المحتمل أن يحدث فقط على الأوجه المكشوفة للعنصر الحدودي المحصور. وتهدف حدود HX لتوفير مزيد من التباعد المنتظم بين الأطواق والوابط المتقاطعة للجدران النخيفة. تظهر الاختبارات (Thomsen و Wallace 2004) أنه يمكن تحقيق الأداء المناسب باستخدام مسافات رأسية أكبر من المسموح به في 18.7.5.3 (a). ملخصة في الشكل (Moehle et al. 2011) 18.10.6.4.2 R18. يقاوم التسليح الأفقي في الجدار الإنشائي مع نسبة منخفضة من القص إلى عزم لمقاومة القص من خلال عمل الجمولون، مع عمل الاسياخ الأفقية مثل الكانات في الكمرة. وهكذا، يجب تثبيت الاسياخ الأفقية التي تم توفيرها لتسليح القص داخل النواة المحصورة لحدود داخل النواة المحصورة للعنصر الحدودي وتمتد على مقربة من نهاية الجدار كمتطلبات غلاف وقرب من التسليح الآخر المسموح به التي تثبت داخل النواة المحصورة لخط الحدودي وتمتد إلى 150 mm من نهاية الجدار على جميع الاسياخ الأفقية سواء كانت مستقيمة أو مائلة أو ذات رأس، كما هو موضح في الشكل 18.10.6.4.1 R. وينطبق تثبيت العنصر الحدودي وتمتد إلى 15 سم . من نهاية الجدار على جميع الاسياخ الأفقية سواء مستقيمة، معكوفة، أو ذات رأس، كما هو موضح في الشكل 18.10.6.4.1 R.

The requirements in 18.10.2.4 apply to the minimum longitudinal reinforcement in the ends of walls, including those with special boundary elements.

تنطبق المتطلبات الواردة في 18.10.2.4 على الحد الأدنى من التسليح الطولي في نهايات الجدران ، بما في ذلك تلك التي تحتوي على عناصر حدود خاصة.

(h) Concrete within the thickness of the floor system at the special boundary element location shall have specified compressive strength at least 0.7 times  $f_c'$  of the wall.

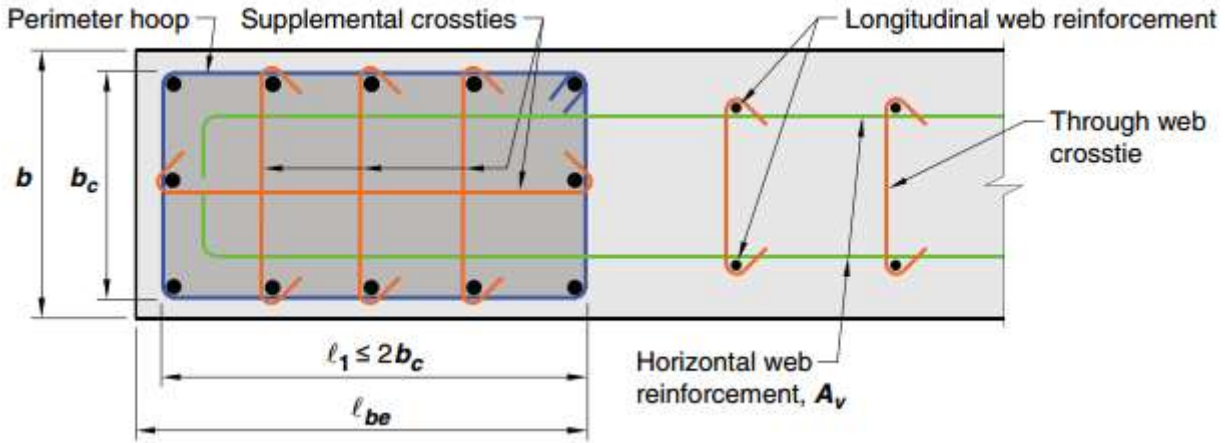
(i) For a distance above and below the critical section specified in 18.10.6.2(b), web vertical reinforcement shall have lateral support provided by the corner of a hoop or by a crosstie with seismic hooks at each end. Transverse reinforcement shall have a vertical spacing not to exceed 300 mm and diameter satisfying 25.7.2.2.

(j) Where the critical section occurs at the wall base, the boundary element transverse reinforcement at the wall base shall extend into the support at least  $\ell_d$  in accordance with 18.10.2.3, of the largest longitudinal reinforcement in the special boundary element. Where the special boundary element terminates on a footing, mat, or pile cap, special boundary element transverse reinforcement shall extend at least 300 mm into the footing, mat, or pile cap, unless a greater extension is required by 18.13.2.4.

(k) Horizontal reinforcement in the wall web shall extend to within 150 mm of the end of the wall. Reinforcement shall be anchored to develop  $f_y$  within the confined core of the boundary element using standard hooks or heads. Where the confined boundary element has sufficient length to develop the horizontal web reinforcement, and  $Asfy/s$  of the horizontal web reinforcement does not exceed  $Asfy/s$  of the boundary element transverse reinforcement parallel to the horizontal web reinforcement, it shall be permitted to terminate the horizontal web reinforcement without a standard hook or head.

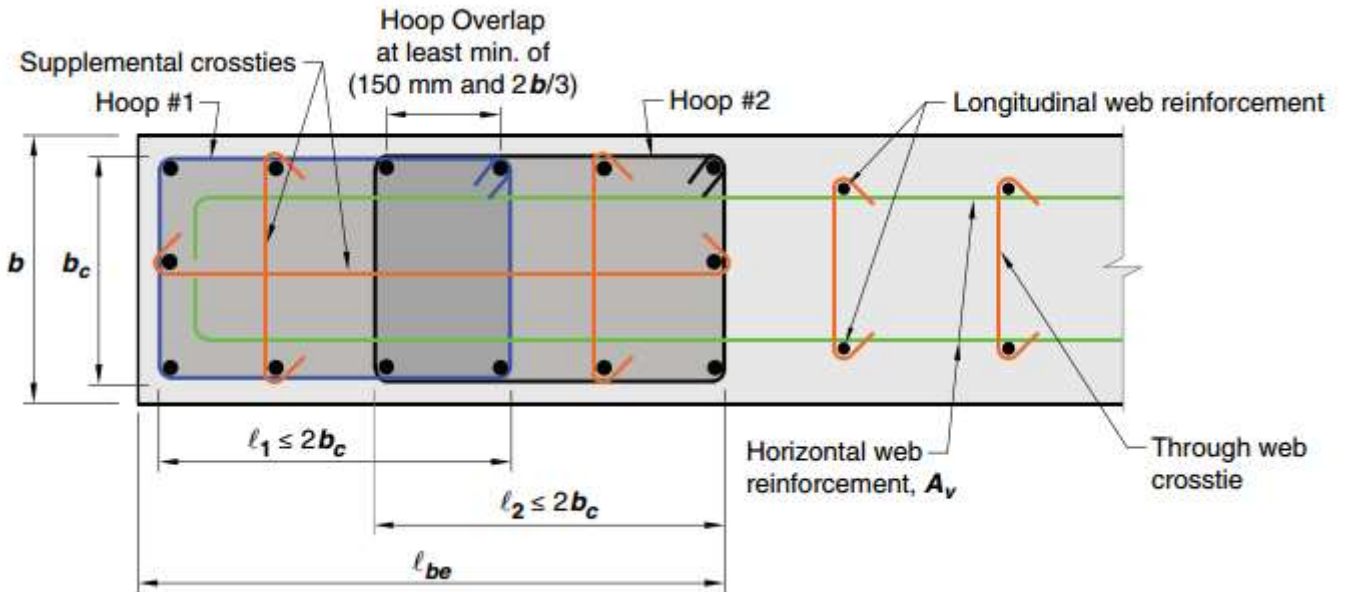
(ح) يجب أن يكون للخرسانة التي تقع داخل سماكة نظام الأرضية في موقع عنصر الحدود الخاصة مقاومة ضغط محددة لا تقل عن 0.7 مرة  $f_c'$  للجدار. (ط) للحصول على مسافة أعلى وأسفل المقطع الحرج المحدد في 18.10.6.2 (ب) ، يجب أن يكون التسليح الرأسي للشفة الوسطية دعماً جانبياً يتم توفيره من خلال زاوية طوق أو بواسطة رابط متقاطع مع خطافات زلزالية في كل طرف. يجب ألا يزيد التباعد الرأسي عن 300 مم وقطرها 25.7.2.2. (ي) عند حدوث المقطع الحرج في قاعدة الجدار، يمتد التسليح العرضي للعنصر الحدودي في قاعدة الجدار إلى الركيزة على الأقل  $\ell_d$  ، وفقاً لـ 18.10.2.3 ، من أكبر التسليح الطولي في عنصر الحدود الخاصة. عندما ينتهي عنصر الحدود الخاصة على قاعدة أو حصيرة أو خازوق ، يجب أن يمتد التسليح العرضي لعنصر الحدود الخاصة إلى 300 مم على الأقل في القاعدة أو الحصيرة أو غطاء الخازوق ، ما لم يكن التمديد الأكبر مطلوباً في 18.13.2.4. (ك) يمتد التسليح الأفقي في الشفة الوسطية للجدار إلى 150 مم من نهاية الجدار. يجب تثبيت التسليح من أجل تطوير  $f_y$  داخل النواة المحصورة للعنصر الحدودي باستخدام خطافات أو رؤوس قياسية. عندما يكون للعنصر الحدودي المقيد طول كافٍ لتثبيت التسليح الأفقي للشفة الوسطية ، ولا يتجاوز  $Asfy / s$  من التسليح الأفقي للشفة الوسطية  $Asfy / s$  للعنصر الحدودي المسلح الموازي للتسليح الأفقي للشفة الوسطية، يُسمح بإنهاء التسليح الأفقي للشفة الوسطية بدون خطاف أو رأس قياسي.





(a) Perimeter hoop with supplemental 135-degree cross-ties and 135-degree cross-ties supporting distributed web longitudinal reinforcement

(أ) أطواق محيطية مع روابط متقاطعة إضافية 135 درجة و 135 درجة تدعم التسليح الطولي الموزع للشفة الوسطية.

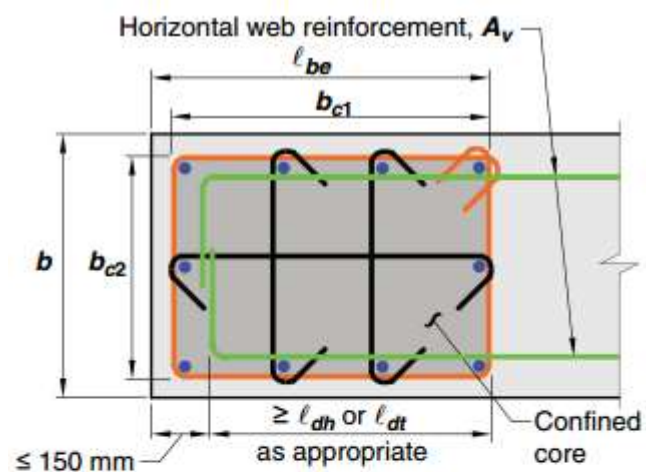


(b) Overlapping hoops with supplemental 135-degree cross-ties and 135-degree cross-ties supporting distributed web longitudinal reinforcement

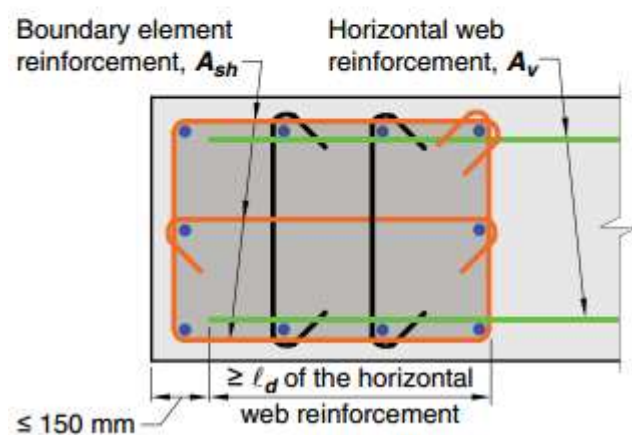
(ب) أطواق متداخلة مع روابط متقاطعة إضافية 135 درجة و 135 درجة تدعم التسليح الطولي الموزع للشفة الوسطية.

**Fig. R18.10.6.4a**—Configurations of boundary transverse reinforcement and web cross-ties.

الشكل - R.10.10.6.4a تكوينات التسليح العرضي الحدودي والروابط المتقاطعة للشفة الوسطية.



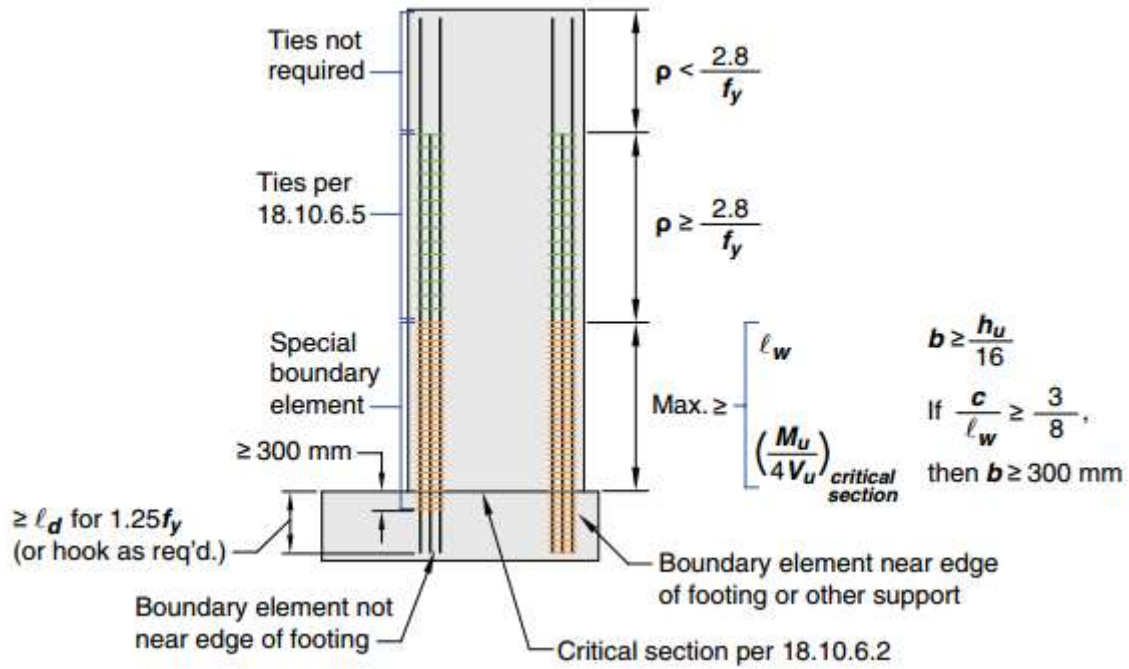
(a)  
Option with standard hooks or headed reinforcement



(b)  
Option with straight developed reinforcement

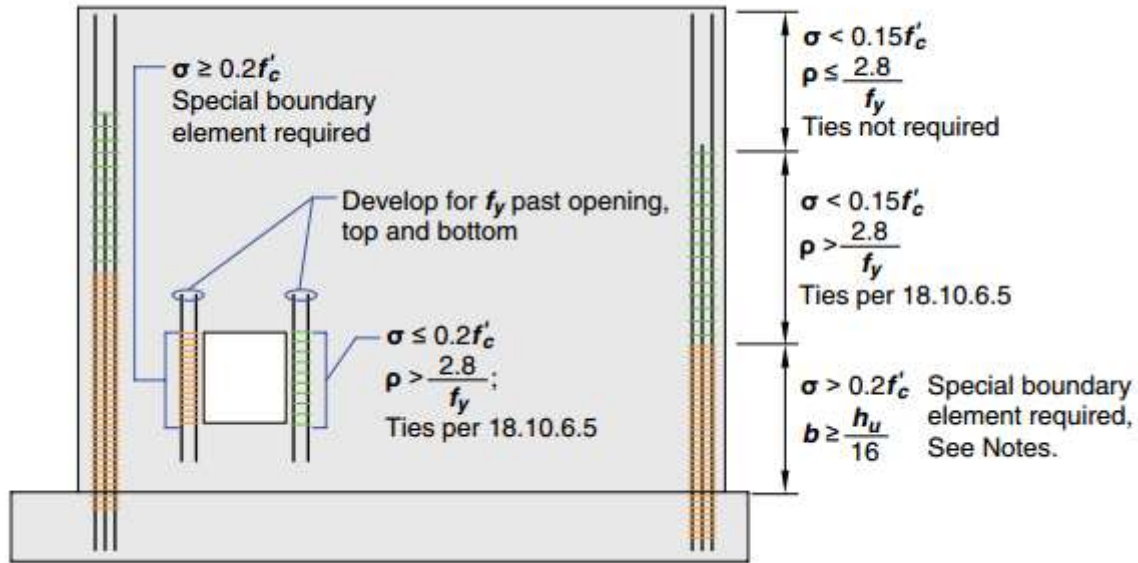
Fig. R18.10.6.4b—Development of wall horizontal reinforcement in confined boundary element

الشكل - R18.10.6.4b: تثبيت التسليح الأفقي للجدار في عنصر الحدود المحصور



(a) Wall with  $h_w / l_w \geq 2.0$  and a single critical section controlled by flexure and axial load designed using 18.10.6.2, 18.10.6.4, and 18.10.6.5

(أ) جدار مع  $h_w / l_w \geq 2.0$  ومقطع حرج واحد يتحكم فيه الانحناء والحمل المحوري المصمم باستخدام 18.10.6.2 و 18.10.6.4 و 18.10.6.5



**Notes:** Requirement for special boundary element is triggered if maximum extreme fiber compressive stress  $\sigma \geq 0.2f'_c$ . Once triggered, the special boundary element extends until  $\sigma < 0.15f'_c$ . Since  $h_w / l_w \leq 2.0$ , 18.10.6.4(c) does not apply. (b) Wall and wall pier designed using 18.10.6.3, 18.10.6.4, and 18.10.6.5.

ملاحظات: يتم تشغيل متطلبات عنصر الحدود الخاصة إذا كان أقصى إجهاد ضغط للألياف القصوى  $\sigma \geq 0.2f'_c$  بمجرد تشغيله، يمتد عنصر الحدود الخاصة حتى  $\sigma < 0.15f'_c$  نظرًا لأن  $h_w / l_w \leq 2.0$ ، لا ينطبق 18.10.6.4 (ج). (ب) الجدار وركيزة الجدار المصمم باستخدام 18.10.6.3 و 18.10.6.4 و 18.10.6.5.

Fig. R18.10.6.4c—Summary of boundary element requirements for special walls.

الشكل R.18.10.6.4 ج - ملخص لمتطلبات عنصر الحدود للجدران الخاصة.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**18.10.6.5** Where special boundary elements are not required by 18.10.6.2 or 18.10.6.3, (a) and (b) shall be satisfied:

(a) Except where  $V_u$  in the plane of the wall is less than  $0.083\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ , horizontal reinforcement terminating at the edges of structural walls without boundary elements shall have a standard hook engaging the edge reinforcement or the edge reinforcement shall be enclosed in U-stirrups having the same size and spacing as, and spliced to, the horizontal reinforcement.

(b) If the maximum longitudinal reinforcement ratio at the wall boundary exceeds  $2.8/f_y$ , boundary transverse reinforcement shall satisfy 18.7.5.2(a) through (e) over the distance calculated in accordance with 18.10.6.4(a). The vertical spacing of transverse reinforcement at the wall boundary shall be in accordance with Table 18.10.6.5(b).

**18.10.6.5** عندما تكون عناصر الحدود الخاصة غير مطلوبة بموجب 18.10.6.2 أو 18.10.6.3 ، (أ) و (ب) يجب تحقيقها: (أ) باستثناء الحالات التي يكون فيها  $V_u$  في مستوى الجدار أقل من التسليح الأفقي الذي ينتهي عند حواف الجدران الإنشائية بدون عناصر حدودية ، يجب أن يكون له خطاف قياسي يشتمل على تسليح الحواف أو يوضع تسليح الحواف في كانات على شكل U لها نفس الحجم والتباعد على شكل تسليح أفقي . (ب) إذا تجاوزت نسبة أقصى تسليح طولي عند حد الجدار  $2.8 / f_y$  ، يجب أن يفي التسليح العرضي الحدودي 18.7.5.2 (أ) حتى (هـ) عبر المسافة المحسوبة وفقاً لـ 18.10.6.4 (أ). يجب أن يكون التباعد الراسي للتسليح الأفقي على حدود الجدار طبقاً للجدول 18.10.6.5 (ب).

**Table 18.10.6.5(b)—Maximum vertical spacing of transverse reinforcement at wall boundary**

الجدول 18.10.6.5 (ب) - أقصى تباعد راسي للتسليح الأفقي عند حدود الجدار

Grade of primary flexural reinforcing bar	Transverse reinforcement required	Maximum vertical spacing of transverse reinforcement <sup>[1]</sup>	
420	Within the greater of $\ell_w$ and $M_u/4V_u$ above and below critical sections <sup>[2]</sup>	Lesser of:	$6d_b$
			150 mm
550	Other locations	Lesser of:	$8d_b$
			200 mm
690	Within the greater of $\ell_w$ and $M_u/4V_u$ above and below critical sections <sup>[2]</sup>	Lesser of:	$5d_b$
			150 mm
690	Other locations	Lesser of:	$6d_b$
			150 mm

[1] In this table,  $d_b$  is the diameter of the smallest primary flexural reinforcing bar.

[2] Critical sections are defined as locations where yielding of longitudinal reinforcement is likely to occur as a result of lateral displacements.

**R18.10.6.5** Cyclic load reversals may lead to buckling of boundary longitudinal reinforcement even in cases where the demands on the boundary of the wall do not require special boundary elements. For walls with moderate amounts of boundary longitudinal reinforcement, ties are required to inhibit buckling. The longitudinal reinforcement ratio is intended to include only the reinforcement at the wall boundary, as indicated in Fig. R18.10.6.5. A greater spacing of ties relative to 18.10.6.4(e) is allowed due to the lower deformation demands on the walls. Requirements of 18.10.6.5 apply over the entire wall height and are summarized in Fig. R18.10.6.4.2 for cases where special boundary elements are required (Moehle et al. 2011). The addition of hooks or U-stirrups at the ends of horizontal wall reinforcement provides anchorage so that the reinforcement will be effective in resisting shear forces. It will also tend to inhibit the buckling of the vertical edge reinforcement. In walls with low in-plane shear, the development of horizontal reinforcement is not necessary.

**R18.10.6.5** يمكن أن تؤدي انعكاسات الحمل الدوري إلى انبعاج التسليح الطولي للحدود حتى في الحالات التي لا تتطلب فيها متطلبات حدود الجدار عناصر حدود خاصة. بالنسبة للجدران ذات الكميات المعتدلة من التسليح الطولي، يلزم الروابط لمنع الانبعاج. المقصود من نسبة التسليح الطولي لتشمل فقط التسليح على حدود الجدار، كما هو مبين في الشكل R.10.10.6.5. يسمح بوجود تباعد أكبر للروابط نسبة إلى 18.10.6.4 (e) بسبب انخفاض متطلبات التشوه على الجدران. تنطبق متطلبات 18.10.6.5 على طول الجدار بأكمله وتلخص في الشكل R.10.10.6.4.2 للحالات التي تكون فيها عناصر الحدود الخاصة مطلوبة (Moehle et al. 2011). توفر إضافة خطافات أو كانات U في نهايات تسليح الجدار الأفقي تثبيتاً حتى يكون التسليح فعالاً في مقاومة قوى القص. كما أنه يميل إلى منع انبعاج التسليح الراسي للحافة. في الجدران ذات القص المنخفض في المستوى، ليس من الضروري تثبيت التسليح الأفقي.

Limits on spacing of transverse reinforcement are intended to prevent bar buckling until reversed cyclic strains extend well into the inelastic range. To achieve similar performance capability, smaller spacing is required for higher-strength longitudinal reinforcement.

تهدف حدود التباعد بين التسليح العرضي إلى منع انبعاج السبيخ حتى تمتد الانفعالات الدورية المعكوسة بشكل جيد في المجال الغير مرن. لتحقيق قدرة أداء مماثلة ، مطلوب تباعد أصغر من أجل تسليح طولي عالي المقاومة.

[1] في هذا الجدول ،  $d_b$  هو قطر أصغر سبيخ تسليح الانحناء الرئيسي.  
[2] يتم تحديد المقاطع الحرجة كمواقع حيث من المرجح أن يحدث خضوع التسليح الطولي نتيجة الازاحة الجانبية.



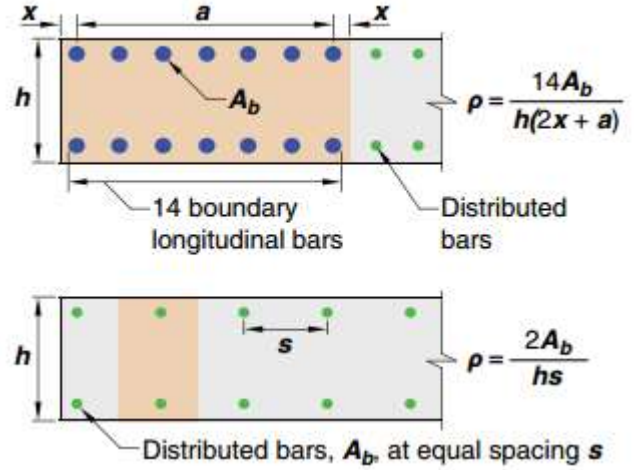


Fig. R18.10.6.5—Longitudinal reinforcement ratios for typical wall boundary conditions

الشكل - R18.10.6.5. نسب التسليح الطولي لحالات حدود الجدار النموذجية.

### 18.10.7 Coupling beams

#### 18.10.7 الكمرات المزدوجة

18.10.7.1 Coupling beams with  $(\ell_n/h) \geq 4$  shall satisfy the requirements of 18.6, with the wall boundary interpreted as being a column. The provisions of 18.6.2.1(b) and (c) need not be satisfied if it can be shown by analysis that the beam has adequate lateral stability.

**18.10.7.1** يجب أن تستوفي الكمرات المزدوجة مع  $(\ell_n / h) \geq 4$  متطلبات 18.6 ، مع تحويل حدود الجدار على أنها عمود. لا يلزم استيفاء أحكام 18.6.2.1 (b) و (c) إذا أمكن إظهار التحليل بأن الكمرة تتمتع باستقرار جانبي كافٍ.

**18.10.7.2** Coupling beams with  $(\ell_n/h) < 2$  and with  $V_u \geq 0.33\sqrt{f'_c} A_{cw}$  shall be reinforced with two intersecting groups of diagonally placed bars symmetrical about the midspan, unless it can be shown that loss of stiffness and strength of the coupling beams will not impair the vertical load-carrying ability of the structure, the egress from the structure, or the integrity of nonstructural components and their connections to the structure.

**18.10.7.2** يتم تسليح الكمرات المزدوجة  $(\ell_n/h) < 2$  ومع  $V_u \geq 0.33\sqrt{f'_c} A_{cw}$  مع مجموعتين متقاطعتين من الاسياخ الموضوعة قطرياً متماثلة حول منتصف المسافة ، ما لم يكن بالإمكان إثبات أن فقدان الجساءة ومقاومة الكمرات المزدوجة لن يضعف القدرة الرأسية للحمل للمنشأ ، أو الخروج من المنشأ ، أو سلامة المكونات الغير أنشائية واتصالاتها بالمنشأ .

**R18.10.7 Coupling beams**—Coupling beams connecting structural walls can provide stiffness and energy dissipation. In many cases, geometric limits result in coupling beams that are deep in relation to their clear span. Deep coupling beams may be controlled by shear and may be susceptible to strength and stiffness deterioration under earthquake loading. Test results (Paulay and Binney 1974; Barney et al. 1980) have shown that confined diagonal reinforcement provides adequate resistance in deep coupling beams. Experiments show that diagonally oriented reinforcement is effective only if the bars are placed with a large inclination. Therefore, diagonally reinforced coupling beams are restricted to beams having aspect ratio  $\ell_n/h < 4$ . The 2008 edition of this Code was changed to clarify that coupling beams of intermediate aspect ratio can be reinforced according to 18.6.3 through 18.6.5. Diagonal bars should be placed approximately symmetrically in the beam cross section, in two or more layers. The diagonally placed bars are intended to provide the entire shear and corresponding moment strength of the beam. Designs deriving their moment strength from combinations of diagonal and longitudinal bars are not covered by these provisions. Two confinement options are described. According to 18.10.7.4(c), each diagonal element consists of a cage of longitudinal and transverse reinforcement, as shown in Fig. R18.10.7(a). Each cage contains at least four diagonal bars and confines a concrete core. The requirement on side dimensions of the cage and its core is to provide adequate stability to the cross section when the bars are loaded beyond yielding. The minimum dimensions and required reinforcement clearances may control the wall width. Revisions were made in the 2008 Code to relax spacing of transverse reinforcement confining the diagonal bars, to clarify that confinement is required at the intersection of the diagonals, and to simplify design of the longitudinal and transverse reinforcement around the beam perimeter; beams with these new details are expected to perform acceptably.

## CODE

### الكود

18.10.7.3 Coupling beams not governed by 18.10.7.1 or 18.10.7.2 shall be permitted to be reinforced either with two intersecting groups of diagonally placed bars symmetrical about the midspan or according to 18.6.3 through 18.6.5, with the wall boundary interpreted as being a column.

**18.10.7.3** يُسمح بتسليح الكمرات المزدوجة الغير محكومة بـ 18.10.7.1 أو 18.10.7.2 إما بمجموعتين متقاطعتين من الاسياخ الموضوعة قطرياً متماثلة حول منتصف المسافة أو حسب 18.6.3 حتى 18.6.5 ، مع تحويل حدود الجدار كعمود.

18.10.7.4 Coupling beams reinforced with two intersecting groups of diagonally placed bars symmetrical about the midspan shall satisfy (a), (b), and either (c) or (d), and the requirements of 9.9 need not be satisfied:

**18.10.7.4** الكمرات المزدوجة المسلحة بمجموعتين متقاطعتين من الاسياخ الموضوعة قطرياً متماثلة حول منتصف المسافة يجب أن يستوفي (أ) و (ب) و (ج) أو (د) ، والمتطلبات من 9.9 لا ينبغي أن تكون مستوفية:

(a)  $V_n$  shall be calculated by

(أ) يحسب  $V_n$  بـ

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 0.83 \sqrt{f'_c} A_{cw} \quad (18.10.7.4)$$

where  $\alpha$  is the angle between the diagonal bars and the longitudinal axis of the coupling beam.

حيث  $\alpha$  هي الزاوية بين الاسياخ القطرية والمحور الطولي للكمرة المزدوجة.

(b) Each group of diagonal bars shall consist of a minimum of four bars provided in two or more layers. The diagonal bars shall be embedded into the wall at least 1.65 times the development length for  $f_y$  in tension.

(ب) تتألف كل مجموعة من الاسياخ القطرية من أربعة اسياخ على الأقل متوفرة في فنتين أو أكثر من الطبقات. يجب أن تكون الاسياخ القطرية مغمورة في الجدار على الأقل 1.65 مرة طول  $f_y$  في الشد.

(c) Each group of diagonal bars shall be enclosed by rectangular transverse reinforcement having out-to-out dimensions of at least  $bw/2$  in the direction parallel to  $bw$  and  $bw/5$  along the other sides, where  $bw$  is the web width of the coupling beam. The transverse reinforcement shall be in accordance with 18.7.5.60a4 through (e), with **Ash** not less than the greater of (i) and (ii):

(ج) توضع كل مجموعة من الاسياخ القطرية بواسطة تسليح عرضي مستطيل ذات أبعاد من الخارج الى الخارج على الأقل  $bw/2$  في الاتجاه الموازي إلى  $bw$  و  $bw/5$  على طول الجوانب الأخرى، حيث  $bw$  عرض الشفة لكمرة المزدوجة. يجب أن تكون التسليح العرضي وفقاً لـ 18.7.5.60a4 من خلال (e)، مع ألا تقل نسبة **Ash** عن (i) و (ii):

$$(i) 0.09sb_c \frac{f'_c}{f_y}$$

$$(ii) 0.3sb_c \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

## COMMENTARY

### التعليق

The expressions for transverse reinforcement **Ash** are based on ensuring compression capacity of an equivalent column section is maintained after spalling of cover concrete. Section 18.10.7.4(d) describes a second option for confinement of the diagonals introduced in the 2008 Code (refer to Fig. R18.10.7(b)). This second option is to confine the entire beam cross section instead of confining the individual diagonals. This option can considerably simplify field placement of hoops, which can otherwise be especially challenging where diagonal bars intersect each other or enter the wall boundary. For coupling beams not used as part of the lateral-forces-resisting system, the requirements for diagonal reinforcement may be waived. Test results (Barney et al. 1980) demonstrate that beams reinforced as described in 18.10.7 have adequate ductility at shear forces exceeding  $0.83 \sqrt{f'_c} b_w d$ .

Consequently, the use of a limit of  $0.83 \sqrt{f'_c} A_{cw}$  provides an acceptable upper limit.

**R18.10.7 الكمرات المزدوجة** - يمكن أن توفر الكمرات المزدوجة التي تربط الجدران الانشائية وتبديد الطاقة في العديد من الحالات، تؤدي الحدود الهندسية إلى كمرة مزدوجة عميقة فيما يتعلق ببحرها الصافي. قد يتم التحكم في كمرة الازدواج العميقة عن طريق القص وقد تكون عرضة للتدهور في المقاومة والصلابة تحت تأثير الزلزال. وقد أظهرت نتائج الاختبار (بولاي وبيني 1974؛ بارني وآخرون 1980) أن التسليح القطري المحصور يوفر مقاومة كافية في كمرة مزدوجة عميقة. تظهر التجارب أن التسليح الموجه قطرياً لا يكون فعالاً إلا إذا تم وضع الاسياخ ذات ميل كبير. لذلك، تقتصر كمرة الازدواج المسلحة قطرياً على الكمرة ذات نسبة العرض إلى الارتفاع  $n/h < 4$  تم تغيير طبيعة 2008 من هذا الكود لتوضيح أنه يمكن تسليح كمرة الازدواج نسبة العرض إلى الارتفاع المتوسطة وفقاً لـ 18.6.3 حتى 18.6.5. يجب وضع الاسياخ القطرية بشكل متناظر تقريباً في المقطع العرضي للكمرة ، في طبقتين أو أكثر. الاسياخ الموضوعة بشكل مائل تهدف إلى توفير القص الكامل ومقاومة العزم المقابلة للكمرة. لا تغطي هذه الأحكام التصميمات التي تستمد مقاومة عزومها من مجموعات الاسياخ الطولية والقطرية. يتم وصف خيارين للحصر. وفقاً لـ 18.10.7.4 (ج)، يتكون كل عنصر قطري من قفص من التسليح الطولي والعرضي، كما هو موضح في الشكل R.10.10.7 (أ). يحتوي كل قفص على أربعة اسياخ قطرية على الأقل ويحصر نواة الخرسانة. الشرط الخاص بالأبعاد الجانبية للقفس ونواتها هو توفير الثبات الكافي للمقطع العرضي عندما يتم تحميل الاسياخ إلى ما بعد الخضوع. قد يتحكم الحد الأدنى للأبعاد وتجاوزات التسليح المطلوبة في عرض الجدار. أجريت التنقيحات في كود عام 2008 لتخفيف المسافات بين التسليح العرضي الذي يحصر الاسياخ المائلة، لتوضيح أن الحصر مطلوب عند تقاطع الأقطار، ولتبسيط تصميم التسليح الطولي والعرضي حول محيط الكمرة؛ والكمرة مع هذه التفاصيل الجديدة من المتوقع أن أداء مقبول. وتعتمد اختصارات **Ash** التسليح العرضي على ضمان قدرة الضغط مقطع عمود مكافئ بعد انقسام الغطاء الخرساني. يصف القسم 18.10.7.4 (د) الخيار الثاني لحصر الأقطار التي تم إدخالها في كود 2008 (راجع الشكل 10-18 (ب)). يتمثل الخيار الثاني في حصر المقطع العرضي بالكامل بدلاً من حصر الأقطار الفردية. يمكن لهذا الخيار تبسيط عملية وضع الأطواق بشكل كبير، والتي يمكن أن تكون صعبة بشكل خاص حيث تتقاطع الاسياخ القطرية بعضها البعض أو تدخل حدود الجدار. بالنسبة لكمرة الازدواج التي لا تستخدم كجزء من نظام مقاومة القوة الجانبية، يمكن التنازل عن متطلبات التسليح القطري. نتائج الاختبار (بارني وآخرون، 1980) تثبت أن الكمرة المسلحة كما هو موضح في 18.10.7 لديها ليونة ملائمة في قوى القص تتجاوز  $0.83 \sqrt{f'_c} b_w d$ . وبالتالي، فإن استخدام حد يبلغ  $0.83 \sqrt{f'_c} A_{cw}$  يوفر حداً أعلى مقبولاً.



For the purpose of calculating  $A_g$ , the concrete cover in 67.6.1 shall be assumed on all four sides of each group of diagonal bars. The transverse reinforcement shall have spacing measured parallel to the diagonal bars satisfying 18.7.5.30c4 and not exceeding 6db of the smallest diagonal bars, and shall have spacing of crossties or legs of hoops measured perpendicular to the diagonal bars not exceeding 350 mm. The transverse reinforcement shall continue through the intersection of the diagonal bars. At the intersection, it is permitted to modify the arrangement of the transverse reinforcement provided the spacing and volume ratio requirements are satisfied. Additional longitudinal and transverse reinforcement shall be distributed around the beam perimeter with total area in each direction of at least  $0.002bws$  and spacing not exceeding 300 mm.

لغرض حساب  $A_g$ ، يجب افتراض الغطاء الخرساني في 67.6.1 على الجوانب الأربعة لكل مجموعة من الاسياخ القطرية. يجب أن يكون للتسليح العرضي مسافة تقاس بالتوازي مع الاسياخ القطرية التي تلبي c418.7.5.30 ولا تتجاوز 6db من أصغر الاسياخ القطرية، ويجب أن يكون لها مسافة من الروابط المتقاطعة أو أرجل من الأطواق قياس عمودي على الاسياخ القطرية لا تتجاوز 350 مم. يجب أن يستمر التسليح العرضي من خلال تقاطع الاسياخ القطرية. عند التقاطع، يُسمح بتعديل ترتيب التسليح العرضي بشرط استيفاء متطلبات نسبة التباعد والحجم. يجب توزيع تسليح طولي وعرضي إضافي حول محيط الكمرة مع مساحة إجمالية في كل اتجاه لا يقل عن  $0.002bws$  وتباعد لا يتجاوز 300 مم.

(d) Transverse reinforcement shall be provided for the entire beam cross section in accordance with 18.7.5.60a4 through (e) with Ash not less than the greater of (i) and (ii):

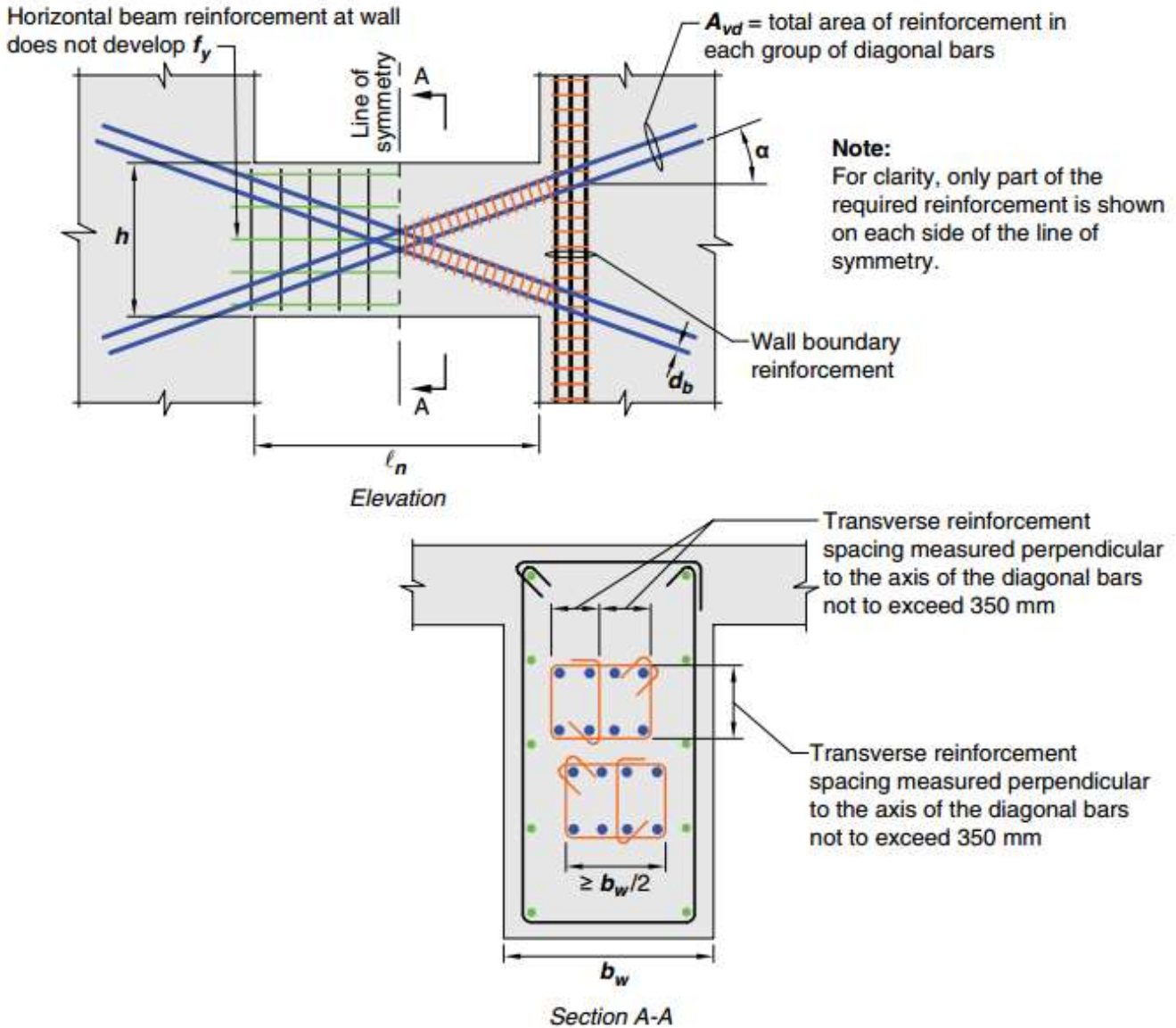
(د) يجب توفير التسليح العرضي للتسليح العرضي للكمرات بأكملها طبقاً لـ a418.7.5.60 إلى (e) مع أن لا يقل Ash عن (i) و (ii):

$$(i) 0.09s_b \frac{f'_c}{f_y}$$

$$(ii) 0.3s_b \left( \frac{A_g}{A_{sh}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

Longitudinal spacing of transverse reinforcement shall not exceed the lesser of 150 mm and 6db of the smallest diagonal bars. Spacing of crossties or legs of hoops both vertically and horizontally in the plane of the beam cross section shall not exceed 600 mm. Each crosstie and each hoop leg shall engage a longitudinal bar of equal or greater diameter. It shall be permitted to configure hoops as specified in 18.6.4.3.

لا يجب أن يتجاوز التباعد الطولي للتسليح العرضي أقل من 150 مم و 6db من أصغر الاسياخ القطرية. يجب ألا يزيد التباعد بين الروابط المتقاطعة أو السيقان من الأطواق عمودياً وأفقياً في مستوى المقطع العرضي للكمرات عن 600 مم. يجب على كل رابط متقاطع وكل ساق مطوق أن تلتصق بسياخ طولي يساوي قطره أو أكبر. يجب أن يسمح بتكوين الأطواق كما هو محدد في 18.6.4.3.



**Note:**

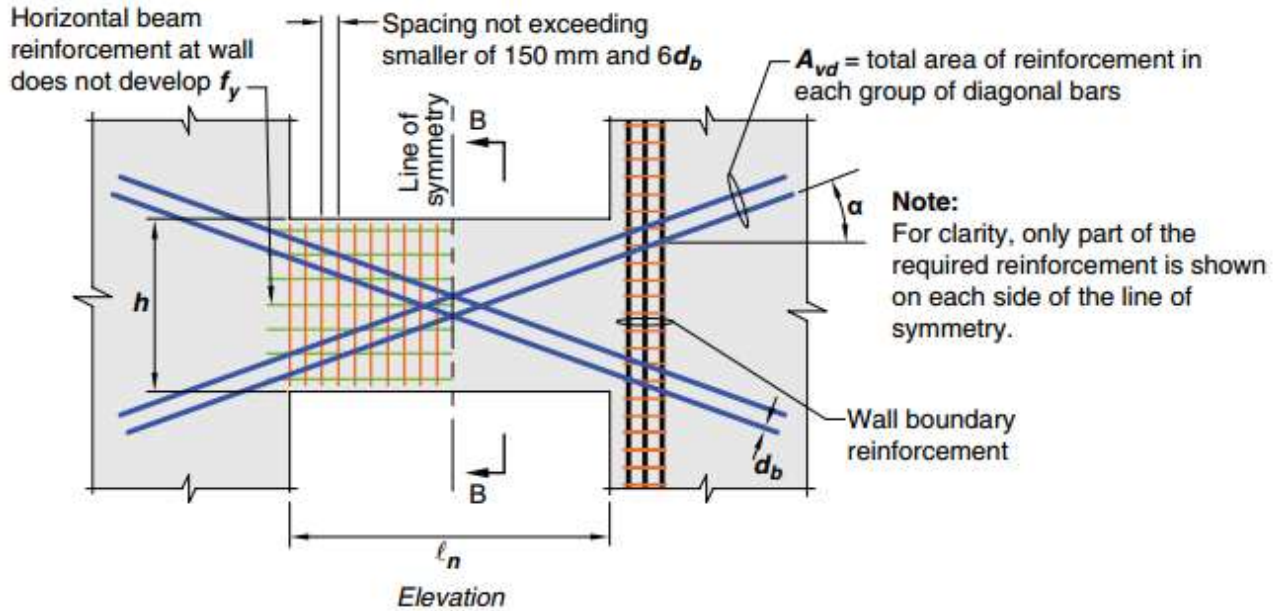
For clarity, only part of the required reinforcement is shown on each side of the line of symmetry.

ملحوظة:

للتوضيح ، يظهر جزء فقط من التسليح المطلوب على كل جانب من خط التناظر.

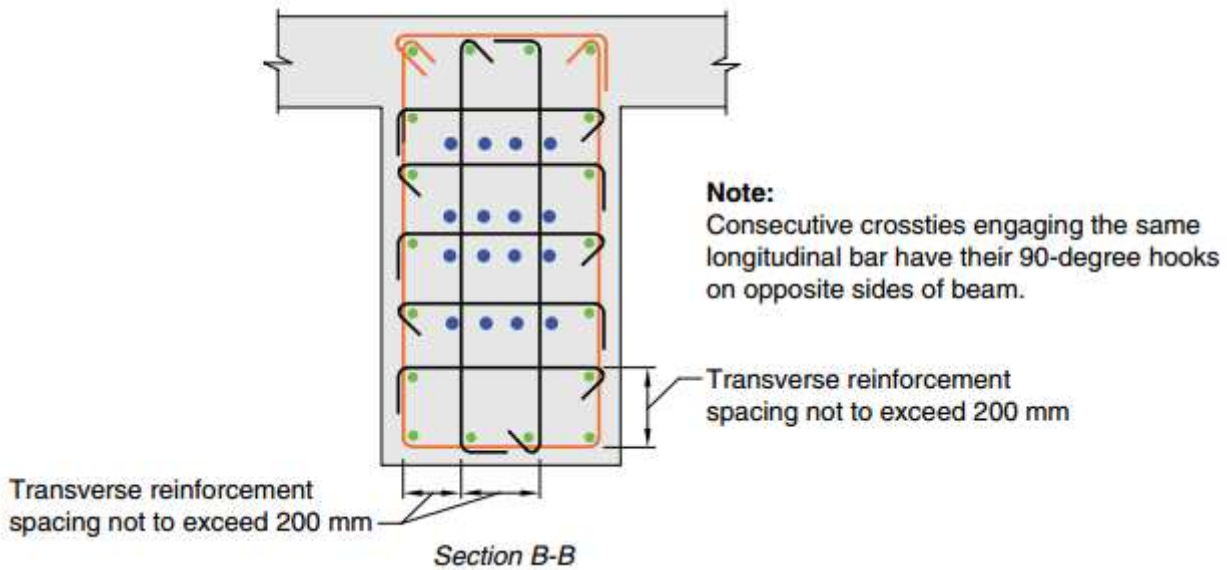
**Fig. R18.10.7a**—Confinement of individual diagonals in coupling beams with diagonally oriented reinforcement. Wall boundary reinforcement shown on one side only for clarity.

الشكل 18.10.7 أ. حصر أقطار فردية في كمرة الازدواج مع تسليح موجه قطريًا. يظهر تسليح حدود الجدار على جانب واحد فقط من أجل التوضيح.



**Note:** For clarity, only part of the required reinforcement is shown on each side of the line of symmetry.

ملاحظة: للتوضيح ، يظهر فقط جزء من التسليح المطلوب على كل جانب من خط التناظر.



**Note:** Consecutive crossties engaging the same longitudinal bar have their 90-degree hooks on opposite sides of beam.

ملحوظة: إن الروابط المتقاطعة المتتالية التي تشترك في نفس السيخ الطولي لها خطافات بزاوية 90 درجة على جوانب متقابلة للكمرة.

**Fig. R18.10.7b**—Full confinement of diagonally reinforced concrete beam section in coupling beams with diagonally oriented reinforcement. Wall boundary reinforcement shown on one side only for clarity.

الشكل - R18.10.7b. الحصر الكامل لمقطع الكمرة الخرسانية المسلحة قطرياً في كمرة الازدواج مع التسليح الموجه قطرياً. يظهر تسليح حدود الجدار على جانب واحد فقط من أجل التوضيح.

## 18.10.8 Wall piers

## 18.10.8 ركائز جدارية

18.10.8.1 Wall piers shall satisfy the special moment frame requirements for columns of 18.7.4, 18.7.5, and 18.7.6, with joint faces taken as the top and bottom of the clear height of the wall pier. Alternatively, wall piers with  $(tw/bw) > 2.5$  shall satisfy (a) through (f):

**18.10.8.1** يجب أن تستوفي ركائز الجدران اطار العزم الخاص بالمتطلبات للأعمدة 18.7.4، 18.7.5، و 18.7.6، مع أوجه المفاصل مأخوذة أعلى وأسفل الارتفاع الصافي لركيزة الجدار. وبدلاً من ذلك، فإن ركائز الجدران ذات  $(tw/bw) > 2.5$  يجب أن تكون مستوفية (a) خلال (f):

(a) Design shear force shall be calculated in accordance with 18.7.6.1 with joint faces taken as the top and bottom of the clear height of the wall pier. If the general building code includes provisions to account for overstrength of the seismic-force-resisting system, the design shear force need not exceed  $\Omega_o$  times the factored shear calculated by analysis of the structure for earthquake load effects.

(أ) تحسب قوة القص التصميمية طبقاً للفقرة 18.7.6.1، حيث يتم أخذ وجوه المفاصل كأعلى وأسفل الارتفاع الصافي لركيزة الجدار. إذا كان كود البناء العام يشتمل على أحكام لحساب المقاومة العالية لنظام مقاومة القوة الزلزالية، فإن قوة القص التصميمية لا يجب أن تتجاوز  $\Omega_o$  أضعاف القص الذي تم حسابه بواسطة تحليل المنشأ من تأثيرات الحمل الزلزالي

(b)  $V_n$  and distributed shear reinforcement shall satisfy 18.17.4.

(c) Transverse reinforcement shall be hoops except it shall be permitted to use single-leg horizontal reinforcement parallel to  $l_w$  where only one curtain of distributed shear reinforcement is provided. Single-leg horizontal reinforcement shall have 180-degree bends at each end that engage wall pier boundary longitudinal reinforcement.

(d) Vertical spacing of transverse reinforcement shall not exceed 150 mm. Transverse reinforcement shall extend at least 300 mm above and below the clear height of the wall pier.

(f) Special boundary elements shall be provided if required by 18.10.6.3.

(ب) يجب أن يفي  $V_n$  وتسليح القص الموزع بـ 18.17.4.  
(ج) يجب أن يكون التسليح العرضي أطواق إلا أنه يسمح باستخدام التسليح الأفقي لساق واحد بموازاة  $l_w$  حيث طبقة واحدة فقط من تسليح القص الموزع متوفر. يجب أن يكون للتسليح الأفقي ذات الساق الواحد انحناءات بزاوية 180 درجة عند كل طرف اشتراك التسليح الطولي ركيزة الجدران الحدودية.  
(د) يجب ألا يتجاوز التباعد الرأسي للتسليح العرضي 150 مم يجب أن يمتد التسليح العرضي على مسافة لا تقل عن 300 مم فوق وتحت الارتفاع الصافي لركيزة الجدار.  
(و) تقدم العناصر الحدودية الخاصة إذا تطلب الأمر ذلك 18.10.6.3.

18.10.8.2 For wall piers at the edge of a wall, horizontal reinforcement shall be provided in adjacent wall segments above and below the wall pier and be designed to transfer the design shear force from the wall pier into the adjacent wall segments.

**18.10.8.2** بالنسبة لركائز الجدار على حافة الجدار، يجب توفير التسليح الأفقي في أجزاء الجدار المجاورة أعلى وأسفل ركيزة الجدار، وأن تصمم لنقل قوة القص التصميمية من ركيزة الجدار إلى أجزاء الجدار المجاورة.

**R18.10.8 Wall piers**—Door and window placements in structural walls sometimes lead to narrow vertical wall segments that are considered to be wall piers. The dimensions defining wall piers are given in Chapter 2. Shear failures of wall piers have been observed in previous earthquakes. The intent of this section is to provide sufficient shear strength to wall piers such that inelastic response, if it occurs, will be primarily in flexure. The provisions apply to wall piers designated as part of the seismic-force-resisting system. Provisions for wall piers not designated as part of the seismic-force-resisting system are given in 18.14. The effect of all vertical wall segments on the response of the structural system, whether designated as part of the seismic-force-resisting system or not, should be considered as required by 18.2.2. Wall piers having  $(fw/bw) \leq 2.5$  behave essentially as columns. Provision 18.17.8.1 requires that such members satisfy reinforcement and shear strength requirements of 18.7.4 through 18.7.6. Alternative provisions are provided for wall piers having  $(fw/bw) > 2.5$ .

**R18.10.8** ركائز الجدار - مواضع الأبواب والنوافذ في جدران القص تؤدي في بعض الأحيان إلى أجزاء ضيقة رأسية للجدار التي تعتبر ركائز الجدار. تم إعطاء الأبعاد التي تحدد ركائز الجدار في الفصل 2. لوحظت انهيارات القص لركائز الجدران في الزلازل السابقة. الهدف من هذا القسم هو توفير مقاومة قص كافية لركائز الجدران بحيث تكون الاستجابة الغير مرنة، إذا حدثت، في المقام الأول في الانحناء. تنطبق الأحكام على ركائز الجدران المعينة كجزء من نظام مقاومة الزلازل. يتم إعطاء الأحكام الخاصة بركائز الجدران غير المخصصة كجزء من نظام مقاومة الزلازل في 18.14. ينبغي النظر في تأثير جميع الأجزاء الرأسية للجدار على استجابة النظام الإنشائي، سواء تم تصنيفها كجزء من نظام مقاومة الزلازل أو لا، على النحو المطلوب في 18.2.2. ركائز الجدار  $(fw/bw) \leq 2.5$  تتصرف بشكل أساسي كأعمدة. ينص البند 18.17.8.1 على أن هواء العناصر التي تستوفي متطلبات التسليح ومقاومة القص من 18.7.4 إلى 18.7.6. يتم توفير أحكام بديلة لركائز الجدران التي تحتوي على  $(fw/bw) > 2.5$ .

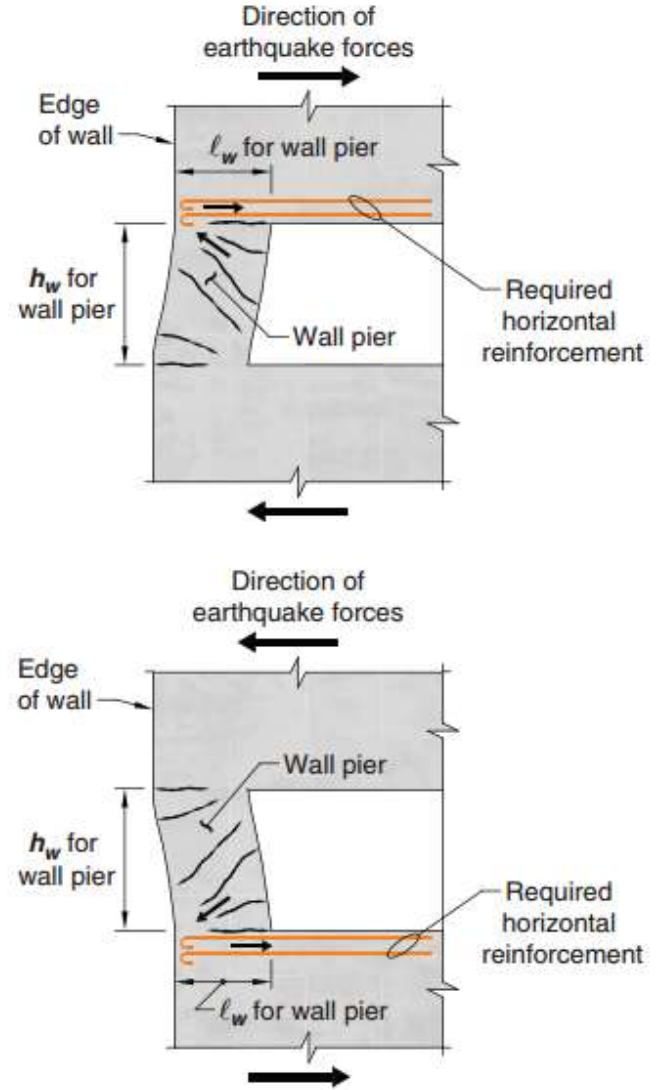
The design shear force determined according to 18.7.6.1 may be unrealistically large in some cases. As an alternative, 18.17.8.10a permits the design shear force to be determined using factored load combinations in which the earthquake effect has been amplified to account for system overstrength. Documents such as the NEHRP provisions (FE5A P749), ASCE/SEI 7, and the 6716 IBC represent the amplified earthquake effect using the factor  $\Omega_o$ .

قد تكون قوة القص التصميمية المحددة وفقاً لـ 18.7.6.1 كبيرة بشكل غير واقعي في بعض الحالات. وكبديل، يسمح 18.17.8.10a بتحديد قوة القص التصميمية باستخدام تراكيب الاحمال المصعده التي تم فيها تضخيم تأثير الزلازل لمراعاة المقاومة العالية للنظام. تمثل وثائق مثل أحكام NEHRP (FE5A P749)، ASCE / SEI 7، و IBC 6716 تأثير الزلازل المضخم باستخدام معامل  $\Omega_o$ .

section 18.17.8.6 addresses wall piers at the edge of a wall. Under in-plane shear, inclined cracks can propagate into segments of the wall directly above and below the wall pier. Unless there is sufficient reinforcement in the adjacent wall segments, shear failure within the adjacent wall segments can occur. The length of embedment of the provided reinforcement into the adjacent wall segments should be determined considering both development length requirements and shear strength of the wall segments (refer to Fig. R18.10.8).



القسم 18.17.8.6 عناوين ركائز الجدار على حافة الجدار. تحت في مستوى القص ، يمكن أن تنتشر الشقوق المائلة إلى أجزاء من الجدار فوق ركيزة الجدار مباشرة. ما لم يكن هناك تسليح كافي في أجزاء الجدار المجاورة، يمكن أن يحدث انهيار القص داخل أجزاء الجدار المجاورة. يجب تحديد طول الغرز للتسليح المزود في أجزاء الجدار المجاورة مع مراعاة متطلبات طول التثبيت ومقاومة القص لقطاعات الجدار (راجع الشكل 18.10.8).



**Fig. R18.10.8**—Required horizontal reinforcement in wall segments above and below wall piers at the edge of a wall.

الشكل R18.10.8 التسليح الافقي المطلوب في أجزاء الجدار فوق وتحت ركائز الجدار على حافة الجدار.

#### 18.10.9 Ductile coupled walls

#### 18.10.9 الجدران المزدوجة المرنة

18.10.9.1 Ductile coupled walls shall satisfy the requirements of this section.

18.10.9.1 يجب أن تستوفي الجدران المزدوجة المرنة متطلبات هذا القسم.

18.10.9.2 Individual walls shall satisfy  $h_{wcs}/\ell_w \geq 2$  and the applicable provisions of 18.10 for special structural walls.

18.10.9.2 يجب أن تستوفي الجدران الفردية  $h_{wcs} / \ell_w \geq 2$  والأحكام المعمول بها في 18.10 للجدران الإنشائية الخاصة.

18.10.9.3 Coupling beams shall satisfy 18.10.7 and (a) through (c) in the direction considered.

(a) Coupling beams shall have  $\ell_n/h \geq 2$  at all levels of the building.

(b) All coupling beams at a floor level shall have  $\ell_n/h \leq 5$  in at least 90 percent of the levels of the building.

(c) The requirements of 18.10.2.5 shall be satisfied at both ends of all coupling beams.

18.10.9.3 يجب أن تستوفي كمرات الازدواج 18.10.7 و (أ) حتى (ج) في الاتجاه المعتبر.

(أ) تكون كمرات الازدواج  $\ell_n / h \geq 2$  في جميع مستويات المبنى.

(ب) يجب أن تحتوي جميع كمرات الازدواج عند مستوى الأرضية على  $\ell_n / h \leq 5$  في 90 بالمئة على الأقل من مستويات المبنى.

(ج) يجب تلبية متطلبات 18.10.2.5 عند طرفي جميع كمرات الازدواج.

#### 18.10.10 Construction joints

#### 18.10.10 فواصل البناء

18.10.10.1 Construction joints in structural walls shall be specified according to 26.5.6, and contact surfaces shall be roughened consistent with condition (b) of Table 22.9.4.2.

18.10.10.1 يتم تحديد فواصل البناء في الجدران الإنشائية طبقاً للمواصفة 26.5.6 ، ويجب أن تكون الأسطح الملامسة خشنة بما يتفق مع الشرط (ب) من الجدول 22.9.4.2.

#### 18.10.11 Discontinuous walls

#### 18.10.11 جدران غير مستمرة

18.10.11.1 Columns supporting discontinuous structural walls shall be reinforced in accordance with 18.7.5.6.

18.10.11.1 يجب تسليح الأعمدة التي تدعم الجدران الإنشائية المتقطعة طبقاً للبند 18.7.5.6.

#### R18.10.9 Ductile coupled walls

The aspect ratio limits and development length requirements for ductile coupled walls are intended to induce an energy dissipation mechanism associated with inelastic deformation reversal of coupling beams. Wall stiffness and strength at each end of coupling beams should be sufficient to develop this intended behavior.

#### R18.10.9 الجدران المزدوجة المرنة

الغرض من حدود نسبة العرض إلى الارتفاع ومتطلبات طول التثبيت للجدران المزدوجة المرنة هي تحفيز آلية تبديد الطاقة المرتبطة بعكس التشوه الغير مرن لكمرات الازدواج. يجب أن تكون جسائه ومقاومة الجدار عند كل طرف من كمرات الازدواج كافية لتطويع هذا السلوك المقصود.



CODE الكود	COMMENTARY التعليق
<b>18.11 Special structural walls constructed using precast concrete</b> <i>18.11.1 Scope</i>	<b>R18.11—Special structural walls constructed using precast concrete</b> <b>R18.11 - بناء جدران القص الخاصة باستخدام الخرسانة مسبقة الصب.</b>
<b>18.11 - بناء جدران القص الخاصة باستخدام الخرسانة مسبقة الصب</b> <b>18.11.1 المجال</b>	<b>R18.11.2 General</b> <b>عام R18.11.2</b>
18.11.1.1 This section shall apply to special structural walls constructed using precast concrete forming part of the seismic-force-resisting system.	
<b>18.11.1.1</b> ينطبق هذا القسم على الجدران القص الخاصة التي تم تشييدها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب تشكل جزءاً من نظام مقاومة الزلازل.	
<b>18.11.2 General</b>	
<b>18.11.2 عام</b>	
<b>18.11.2.1</b> Special structural walls constructed using precast concrete shall satisfy 18.10 and 18.5.2, except 18.10.2.4 shall not apply for precast walls where deformation demands are concentrated at the panel joints.	
<b>18.11.2.1</b> يجب أن تفي الجدران الإنشائية الخاصة المبنية باستخدام الخرسانة مسبقة الصب <b>18.10</b> و <b>18.5.2</b> ، فيما عدا <b>18.10.2.4</b> لا تنطبق على الجدران سابقة الصب حيث تتركز متطلبات التشوه في مفاصل البلاطات.	
18.11.2.2 Special structural walls constructed using precast concrete and unbonded post-tensioning tendons and not satisfying the requirements of 18.11.2.1 are permitted provided they satisfy the requirements of ACI ITG-5.1M.	R18.11.2.2 Experimental and analytical studies (Priestley et al. 1999; Pere & et al. 2003; Restrepo 2002) have demonstrated that some types of precast structural walls post-tensioned with unbonded tendons, and not satisfying the prescriptive requirements of Chapter 18, provide satisfactory seismic performance characteristics. ACI ITG-5.1 defines a protocol for establishing a design procedure, validated by analysis and laboratory tests, for such walls, with or without coupling beams. ACI ITG-5.6 defines design requirements for one type of special structural wall constructed using precast concrete and unbonded post-tensioning tendons, and validated for use in accordance with 18.11.2.2.
<b>18.11.2.2</b> يسمح بإنشاء الجدران القص الخاصة باستخدام الخرسانة مسبقة الصب وكابلات لاحقة الشد الغير مترابطة ولا تستوفي متطلبات <b>18.11.2.1</b> بشرط أن تستوفي متطلبات <b>ACI ITG-5.1M</b>	<b>R18.11.2.2</b> أوضحت الدراسات التجريبية والتحليلية (Priestley et al. 1999؛ Pere & et al. 2003؛ Restrepo 2002) أن بعض أنواع جدران القص سابقة الصب مع كابلات الشد الغير مترابطة ، ولا تستجيب للمتطلبات الإجرائية في الفصل 18 ، توفر خصائص الأداء الزلزالي المستوفاه. يحدد <b>ACI ITG-5.1</b> بروتوكولاً لإنشاء إجراء التصميم، مصادق عليه من قبل التحاليل والاختبارات المعملية، لهذه الجدران ، مع أو بدون كميرات مزدوجة. يحدد التصميم <b>ACI-ITG-5.6</b> تصميم لنوع واحد من جدران القص الخاصة التي تم إنشاؤها باستخدام الخرسانة مسبقة الصب وكابلات لاحقة الشد، وتم التحقق من صلاحيتها للاستخدام وفقاً لما هو <b>18.11.2.2</b> .

— 18.12 Diaphragms and trusses  
18.12.1 Scope

18.12.12 - الأغشية الإنشائية والجمالونات  
18.12.1 المجال

18.12.1.1 This section shall apply to diaphragms and collectors forming part of the seismic-force-resisting system in structures assigned to SDC D, E, or F and to SDC C if 18.12.1.2 applies.

18.12.1.1 ينطبق هذا القسم على الأغشية والمجمعات التي تشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية في المنشآت المخصصة لـ SDC D أو E أو F و SDC C إذا تم تطبيق 18.12.1.2.

18.12.1.2 Section 18.12.11 shall apply to structural trusses forming part of the seismic-force-resisting system in structures assigned to SDC D, E, or F.

18.12.1.2 ينطبق البند 18.12.11 على الجمالونات الإنشائية التي تشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية - المنشآت المخصصة لـ SDC D أو E أو F.

18.12.1.3 Section 18.12.12 shall apply to structural trusses forming part of the seismic-force-resisting system in structures assigned to SDC D, E, or F.

18.12.1.3 يسري القسم 18.12.12 على الجمالونات الإنشائية التي تشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية في المنشآت المخصصة لـ SDC D أو E أو F.

18.12.2 Design forces

18.12.2 القوى التصميمية

18.12.2.1 The earthquake design forces for diaphragms shall be obtained from the general building code using the applicable provisions and load combinations.

18.12.2.1 يجب الحصول على القوى التصميمية الزلزالية الخاصة بالأغشية من كود البناء العام باستخدام الأحكام المطبقة وتراكيب الأحمال.

R18.12—Diaphragms and trusses

R12.12-- الأغشية الإنشائية والجمالونات

R18.12.1 Scope—Diaphragms as used in building construction are structural elements (such as a floor or roof) that provide some or all of the following functions:

R18.12.1 المجال - الأغشية المستخدمة في بناء المباني هي عناصر إنشائية مثل أرضية أو سقف توفر بعض أو كل الوظائف التالية:

(a) Support for building elements (such as walls, partitions, and cladding) resisting horizontal forces but not acting as part of the seismic-force-resisting system

(أ) دعم عناصر المبنى (مثل الجدران، والفواصل، والتغطية) التي تقاوم القوى الأفقية ولكن لا تعمل كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية

(b) Transfer of lateral forces from the point of application to the vertical elements of the seismic-force-resisting system

(ب) نقل القوى الجانبية من نقطة التطبيق إلى العناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الزلزالية

(c) Connection of various components of the vertical seismic-force-resisting system with appropriate strength, stiffness, and ductility so the building responds as intended in the design (Wyllie 1987).

(ج) ربط المكونات المختلفة لنظام مقاومة القوة الزلزالية الرأسية مع المقاومة والجساءة والليونة المناسبة، بحيث يستجيب المبنى على النحو المقصود في التصميم. (Wyllie 1987).

R18.12.2 Design forces

R18.12.2 القوى التصميمية

R18.12.2.1 In the general building code, earthquake design forces for floor and roof diaphragms typically are not calculated directly during the lateral-force analysis that provides story forces and story shears. Instead, diaphragm design forces at each level are calculated by a formula that amplifies the story force recognizing dynamic effects and includes minimum and maximum limits. These forces are used with the governing load combinations to design diaphragms for shear and moment.

R18.12.2.1 في كود البناء العام، لا تحسب القوى التصميمية الزلزالية في الأغشية الأرضية والسطحية عادةً بشكل مباشر أثناء تحليل القوة الجانبية الذي يوفر القوى الطبقية وقوى القص الطبقية. بدلاً من ذلك، يتم حساب القوى التصميمية للأغشية عند كل مستوى بواسطة صيغة تضخيم القوى الطبقية وتعرف على التأثيرات الديناميكية وتتضمن الحد الأدنى والحد الأقصى. هذه القوى تستخدم مع تراكيب الحمل المتحكم لتصميم الأغشية للقص والعزم.

For collector elements, the general building code in the United States specifies load combinations that amplify earthquake forces by a factor  $\Omega_0$ . The forces amplified by  $\Omega_0$  are also used for the local diaphragm shear forces resulting from the transfer of collector forces, and for local diaphragm flexural moments resulting from any eccentricity of collector forces. The specific requirements for earthquake design forces for diaphragms and collectors depend on which edition of the general building code is used. The requirements may also vary according to the SDC.

بالنسبة لعناصر المجمّع، يحدد كود البناء العام في الولايات المتحدة تراكيب الاحمال التي تضخم قوى الزلزال بواسطة معامل  $\Omega_0$ . كما يتم استخدام القوى المضخمة من قبل  $\Omega_0$  لقوى القص الغشائي المحلية الناتجة عن نقل قوى المجمّع، وعزوم الانحناء الغشائية المحلية الناتجة عن أي انحراف لقوى المجمّع. تعتمد المتطلبات المحددة للقوى التصميمية الزلزالية للأغشية والمجمعات على أية طبعة من كود البناء العام. قد تختلف المتطلبات أيضًا وفقًا لـ SDC

For most concrete buildings subjected to inelastic earth-quake demands, it is desirable to limit inelastic behavior of floor and roof diaphragms under the imposed earth-quake forces and deformations. It is preferable for inelastic behavior to occur only in the intended locations of the vertical seismic-force-resisting system that are detailed for ductile response, such as in beam plastic hinges of special moment frames, or in flexural plastic hinges at the base of structural walls or in coupling beams. For buildings without long diaphragm spans between lateral-force-resisting elements, elastic diaphragm behavior is typically not difficult to achieve. For buildings where diaphragms could reach their flexural or shear strength before yielding occurs in the vertical seismic-force-resisting system, designers should consider providing increased diaphragm strength.

بالنسبة لمعظم المباني الخرسانية المعرضة لمتطلبات الزلزال الغير مرّن، من المرغوب فيه الحد من السلوك الغير مرّن للأغشية الأرضية والسطحية في ظل قوى الزلزال والتشوهات المفروضة. من الأفضل أن يحدث السلوك الغير مرّن فقط في المواقع المقصودة من نظام مقاومة القوة الزلزالية الرأسية المفصل للاستجابة اللينة، مثل المفاصل للدنة للكمرة الخاصة بإطارات العزوم الخاصة، أو في مفاصل لدنة انحنائية عند قاعدة جدران القص أو في الكمرات المزدوجة. بالنسبة للمباني التي لا تحتوي على بحور طويلة للأغشية بين عناصر مقاومة للقوة الجانبية، فإن سلوك الغشاء المرّن غير قابل للتحقيق. بالنسبة للمباني التي يمكن أن تصل فيها الأغشية إلى مقاومة الانحناء أو القص قبل أن يحدث الخضوع في نظام مقاومة القوة الزلزالية الرأسية، يجب على المصممين التفكير في زيادة مقاومة الأغشية.

For reinforced concrete diaphragms, ASCE/SEI 7 Sections 12.10.1 and 12.10.2 provide requirements to determine design forces for reinforced concrete diaphragms. For precast concrete diaphragms in buildings assigned to SDC C, D, E, or F, the provisions of ASCE/SEI 7 Section 12.10.3 apply.

بالنسبة للأغشية الخرسانية المسلحة، توفر الأقسام ASCE / SEI 7 12.10.1 و 12.10.2 متطلبات تحديد القوى التصميمية لأغشية الخرسانة المسلحة. بالنسبة للأغشية الخرسانية مسبقة الصب في المباني المخصصة لـ SDC C أو D أو E أو F، تنطبق أحكام ASCE / SEI 7 القسم 12.10.3.

### 18.12.3 Seismic load path

#### 18.12.3 مسار الحمل الزلزالي

18.12.3.1 All diaphragms and their connections shall be designed and detailed to provide for transfer of forces to collector elements and to the vertical elements of the seismic-force-resisting system.

18.12.3.1 يجب تصميم جميع الاغشية الانشائية ووصلاتها وتفصيلها لتوفير نقل القوى إلى عناصر المجمع والعناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الزلزالية.

18.12.3.2 Elements of a structural diaphragm system that are subjected primarily to axial forces and used to transfer diaphragm shear or flexural forces around openings or other discontinuities shall satisfy the requirements for collectors in 18.12.7.6 and 18.12.7.7.

18.12.3.2 يجب أن تلبى عناصر نظام الغشاء الانشائي التي تتعرض في المقام الأول للقوى المحورية وتستخدم لنقل القص للغشاء الانشائي أو قوى الانحناء حول الفتحات أو غيرها من الانقطاعات، يجب ان تفي بمتطلبات المجمعات. في 18.12.7.6 و 18.12.7.7.

### R18.12.3 Seismic load path

#### R18.12.3 مسار الحمل الزلزالي

R18.12.3.2 This provision applies to strut-like elements that occur around openings, diaphragm edges, or other discontinuities in diaphragms. Figure R18.12.3.2 shows an example. Such elements can be subjected to earthquake axial forces in combination with bending and shear from earthquake or gravity loads.

R18.12.3.2 ينطبق هذا الحكم على العناصر التي تشبه الركائز والتي تحدث حول الفتحات أو حواف الغشاء الانشائي أو غيرها من الانقطاعات في الأغشية. يوضح الشكل R.12.12.3.2 مثال على ذلك، يمكن أن تتعرض مثل هذه العناصر للقوى المحورية للزلازل مع الانحناء والقص من الزلازل أو الأحمال الرأسية.

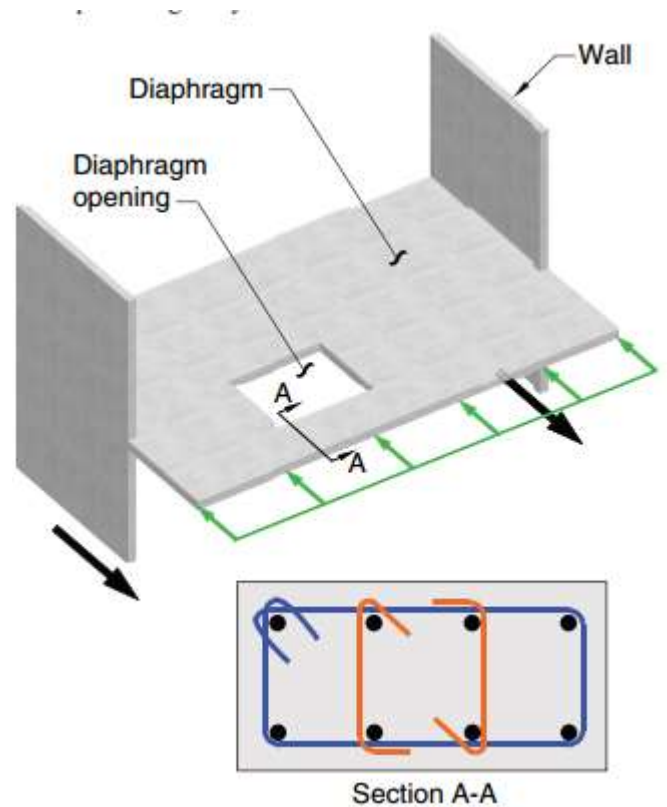


Fig. R18.12.3.2-Example of diaphragm *subject* to the requirements of 18.12.3.2 and showing an element having confinement as required by 18.12.7.5.

الشكل-R.18.12.3.2. مثال على الغشاء المعرض إلى متطلبات 18.12.3.2 مع إظهار عنصر تمتلك الحصر كما هو مطلوب في 18.12.7.5.

#### 18.12.4 Cast-in-place composite topping slab diaphragms 18.12.4 أغشية البلاطة العلوية المركبة المصبوبة في الموقع

18.12.4.1 A cast-in-place composite topping slab on a precast floor or roof shall be permitted as a structural diaphragm, provided the cast-in-place topping slab is reinforced and the surface of the previously hardened concrete on which the topping slab is placed is clean, free of laitance, and intentionally roughened.

18.12.4.1 يُسمح بصب بلاطة مركبة مصبوبة في موقع ما على أرضية أو سقف مسبقة الصب كغشاء انشائي، بشرط أن يتم تسليح بلاطة القشرة المصبوبة في الموقع وبسطح الخرسانة المتصلبة مسبقاً توضع بلاطة نظيفة، وخالية من الشوائب، وتخشن عمداً.

#### 18.12.5 Cast-in-place noncomposite topping slab diaphragms 18.12.5 أغشية البلاطة العلوية الغير مركبة المصبوبة في الموقع

18.12.5.1 A cast-in-place noncomposite topping on a precast floor or roof shall be permitted as a structural diaphragm, provided the cast-in-place topping slab acting alone is designed and detailed to resist the design earthquake forces.

18.12.5.1 يُسمح بعدم تركيب بين البلاطة العلوية المصبوبة في الموقع على سقف أو أرضية مسبقة الصب كغشاء انشائي، بشرط أن تكون البلاطة العلوية المصبوبة في الموقع والتي تعمل بمفردها مصممة ومفصلة لمقاومة قوى الزلزال التصميمي.

#### 18.12.6 Minimum thickness of diaphragms

##### 18.12.6 أقل سماكة للأغشية

18.12.6.1 Concrete slabs and composite topping slabs serving as diaphragms used to transmit earthquake forces shall be at least 50 mm thick. Topping slabs placed over precast floor or roof elements, acting as diaphragms and not relying on composite action with the precast elements to resist the design earthquake forces, shall be at least 65 mm thick.

18.12.6.1 يجب أن تكون بلاطة الخرسانة و البلاطة العلوية الخرسانية المركبة التي تعمل كأغشية تستخدم لنقل قوى الزلازل على الأقل 50 مم. توضع البلاطة العلوية فوق أرضية مسبقة الصب أو عناصر السقف، تعمل كغشاء انشائي ولا تعتمد على عمل مركب مع عناصر مسبقة الصب لمقاومة قوى الزلزال التصميمي، على ألا يقل سمكها عن 65 مم.

#### R18.12.4 Cast-in-place composite topping slab diaphragms

##### R18.12.4 أغشية البلاطة العلوية المركبة المصبوبة في الموقع

R18.12.4.1 A bonded topping slab is required so that the floor or roof system can provide restraint against slab buckling. Reinforcement is required to ensure the continuity of the shear transfer across precast joints. The connection requirements are introduced to promote a complete system with necessary shear transfers.

R18.12.4.1 يلزم وجود بلاطة علوية مترابطة بحيث يمكن أن يوفر نظام السقف أو الأرضية تقييداً ضد أنبعاج البلاطة. مطلوب التسليح لضمان استمرارية نقل القص عبر المفاصل مسبقة الصب. يتم تقديم متطلبات الاتصال لتأسيس نظام كامل مع عمليات نقل القص اللازمة.

#### R18.12.5 Cast-in-place noncomposite topping slab diaphragms

##### R18.12.5 أغشية البلاطة العلوية الغير مركبة المصبوبة في الموقع

R18.12.5.1 Composite action between the topping slab and the precast floor elements is not required, provided that the topping slab is designed to resist the design earthquake forces.

R18.12.5.1 لا يتطلب عمل التركيب بين البلاطة العلوية وبين عناصر الأرضية مسبقة الصب، بشرط أن يتم تصميم البلاطة العلوية لمقاومة القوى التصميمية للزلزال.

#### R18.12.6 Minimum thickness of diaphragms

##### R18.12.6 أقل سماكة للأغشية

R18.12.6.1 The minimum thickness of concrete diaphragms reflects current practice in joist and waffle systems and composite topping slabs on precast floor and roof systems. Thicker slabs are required if the topping slab is not designed to act compositely with the precast system to resist the design earthquake forces.

R18.12.6.1 يعكس الحد الأدنى لسمك الأغشية الخرسانية للتطبيق الحالي في أنظمة البلاطات المعصبة والمفرغة والبلاطات العلوية المركبة على أنظمة الأرضية والسقف مسبقة الصب. يلزم وجود بلاطات سميكة إذا لم يتم تصميم البلاطة العلوية للتصرف بشكل مركب مع نظام مسبق الصب لمقاومة القوى الزلزال التصميمي.



## 18.12.7 Reinforcement

## 18.12.7 التسليح

18.12.7.1 The minimum reinforcement ratio for diaphragms shall be in conformance with 64.4. Except for post-tensioned slabs, reinforcement spacing each way in floor or roof systems shall not exceed 450 mm.

18.12.7.1 يجب أن تكون نسبة الحد الأدنى من التسليح للأغشية متوافقة مع 64.4. باستثناء البلاطة لاحقة الشد، يجب ألا تتجاوز التباعد بين التسليح في كل من أنظمة الأرضيات أو الأسقف 450 مم.

Where welded wire reinforcement is used as the distributed reinforcement to resist shear in topping slabs placed over precast floor and roof elements, the wires parallel to the joints between the precast elements shall be spaced not less than 650 mm on center. Reinforcement provided for shear strength shall be continuous and shall be distributed uniformly across the shear plane.

عند استخدام تسليح الأسلاك الملحومة كتسليح موزع لمقاومة القص في البلاطة العلوية فوق عناصر الأرضية والسقف مسبقة الصب، يجب أن تكون الأسلاك المتوازية للمفاصل بين العناصر مسبقة الصب متباعدة بمسافة لا تقل عن 650 مم في المركز. يجب أن يكون التسليح المتوفر لمقاومة القص مستمر ويجب توزيعه بشكل منتظم عبر مستوى القص.

18.12.7.2 Bonded tendons used as reinforcement to resist collector forces, diaphragm shear, or flexural tension shall be designed such that the stress due to design earthquake forces does not exceed 420 MPa. Precompression from unbonded tendons shall be permitted to resist diaphragm design forces if a seismic load path is provided.

18.12.7.2 يجب تصميم كابلات الشد المترابطة المستخدمة كتسليح لمقاومة قوى المجمع أو القص الغشائي أو انحناء الشد بحيث لا يتجاوز الاجهاد الناتج عن قوى الزلزال التصميمي 420 ميغا باسكال. يُسمح بالضغط المسبق من كابلات الشد الغير مترابطة لمقاومة قوى تصميم الغشاء الانشائي في حالة توفير مسار الحمل الزلزالي.

18.12.7.3 All reinforcement used to resist collector forces, diaphragm shear, or flexural tension shall be developed or spliced for  $f_y$  in tension.

18.12.7.3 يجب ان يكون جميع التسليح المستخدم لمقاومة قوى المجمع ، أو القص الغشائي ، أو انحناء الشد، أو موصلة لـ  $f_y$  في الشد.

## R18.12.7 Reinforcement

## R18.12.7 التسليح

R18.12.7.1 Minimum reinforcement ratios for diaphragms correspond to the required amount of temperature and shrinkage reinforcement (refer to 24.4). The maximum spacing for reinforcement is intended to control the width of inclined cracks. Minimum average prestress requirements (refer to 24.4.4.1) are considered to be adequate to limit the crack widths in post-tensioned floor systems; therefore, the maximum spacing requirements do not apply to these systems.

R18.12.7.1 أقل نسب تسليح للأغشية تقابل الكمية المطلوبة من تسليح درجة الحرارة والانكماش (راجع 24.4). أقصى تباعد للتسليح يقصد التحكم في عرض الشقوق المائلة. تعتبر متطلبات الحد الأدنى لمتوسط الإجهاد المسبق (راجع 24.4.4.1) كافية للحد من عرض التشققات في أنظمة الأرضية لاحقة الشد؛ لذلك، لا تنطبق متطلبات أقصى تباعد على هذه الأنظمة.

The minimum spacing requirement for welded wire reinforcement in topping slabs on precast floor systems is to avoid fracture of the distributed reinforcement during an earthquake. Cracks in the topping slab open immediately above the boundary between the flanges of adjacent precast members, and the wires crossing those cracks are restrained by the transverse wires (Wood et al. 6000). Therefore, all the deformation associated with cracking should be accommodated in a distance not greater than the spacing of the transverse wires. A minimum spacing of 650 mm for the transverse wires is required to reduce the likelihood of fracture of the wires crossing the critical cracks during a design earthquake. The minimum spacing requirements do not apply to diaphragms reinforced with individual bars, because strains are distributed over a longer length.

إن الحد الأدنى من متطلبات التباعد الخاصة بتسليح الأسلاك الملحومة في البلاطات العلوية على أنظمة الأرضيات مسبقة الصب هو تجنب كسر التسليح الموزع أثناء الزلزال. تشققات في البلاطة العلوية مفتوحة مباشرة فوق الحد الفاصل بين الشفة العليا للعناصر مسبقة الصب المجاورة، والأسلاك التي تعبر هذه الشقوق مقيدة بالأسلاك العرضية (Wood et al. 6000). لذلك، يجب أن يكون كل التشوه المرتبط بالتشققات مضافاً على مسافة لا تزيد عن التباعد بين الأسلاك العرضية. هناك حاجة إلى تباعد أدنى يبلغ 650 ملم في الأسلاك العرضية للحد من احتمال حدوث كسر في الأسلاك التي تتقاطع مع الشقوق الحرجة أثناء الزلزال التصميمي. لا تنطبق متطلبات التباعد الأدنى على أغشية مسلحة بأسياخ فردية، لأن الانفعالات توزع على الطول الطويل.

R18.12.7.3 Bar development and lap splices are designed according to requirements of Chapter 25 for reinforcement in tension. Reductions in development or splice length for calculated stresses less than  $f_y$  are not permitted, as indicated in 25.4.10.2.

R18.12.7.3 تم تصميم سيخ التثبيت والتوصيلات المتداخلة وفقاً لمتطلبات الفصل 25 للتسليح في الشد. لا يسمح بالتخفيضات في طول التثبيت أو التوصيل للأجهادات المحسوبة أقل من  $f_y$ ، كما هو مبين في 25.4.10.2.



**18.12.7.4** Type 2 splices are required where mechanical splices on Grade 420 reinforcement are used to transfer forces between the diaphragm and the vertical elements of the seismic-force-resisting system. Grade 550 and Grade 690 reinforcement shall not be mechanically spliced for this application.

**18.12.7.4** تكون الوصلات من النوع 2 مطلوبة حيث يتم استخدام الوصلات الميكانيكية على تسليح من الدرجة 420 لنقل القوى بين الغشاء والعناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الزلزالية. يجب ألا يتم توصيل التسليح من الدرجة 550 والدرجة 690 ميكانيكياً لهذا التطبيق.

**18.12.7.5** Longitudinal reinforcement for collectors shall be proportioned such that the average tensile stress over length (a) or (b) does not exceed  $\phi f_y$  where the value of  $f_y$  is limited to 420 MPa.

- (a) Length between the end of a collector and location at which transfer of load to a vertical element begins
- (b) Length between two vertical elements

**18.12.7.5** يجب أن يتناسب التسليح الطولي للمجمعات بحيث لا يتجاوز متوسط إجهاد الشد على طول (أ) أو (ب)  $\phi f_y$  حيث تقتصر قيمة  $f_y$  على 420 ميغا باسكال.

(أ) الطول بين نهاية المجمع والموقع الذي يبدأ فيه نقل الحمل إلى عنصر رأسي

(ب) الطول بين عنصرين رأسيين

**R18.12.7.5** Table 20.2.2.4(a) permits the maximum design yield strength to be 550 MPa for portions of a collector, for example, at and near critical sections. The average stress in the collector is limited to control diaphragm cracking over the length of the collector. The calculation of average stress along the length is not necessary if the collector is designed for  $f_y$  of 420 MPa even if Grade 550 reinforcement is specified.

**R18.12.7.5** يسمح الجدول 20.2.2.4 (أ) بأن تكون أقصى مقاومة خضوع تصميمية 550 ميغا باسكال لأجزاء من المجمع ، على سبيل المثال ، في المقاطع الحرجة وبالقرب منها. يقتصر متوسط الإجهاد في المجمع على التحكم في تشقق الغشاء على طول المجمع. إن حساب متوسط الإجهاد خلال الطول ليس ضرورياً إذا تم تصميم المجمع من أجل  $f_y$  420 ميغا باسكال حتى إذا تم تحديد التسليح من الدرجة 550.

18.12.7.6 Collector elements with compressive stresses exceeding  $0.2f_c'$  at any section shall have transverse reinforcement satisfying 18.7.5.(a) through (e) and 18.7.5.3, except the spacing limit of 18.7.5.3(a) shall be one-third of the least dimension of the collector. The amount of transverse reinforcement shall be in accordance with Table 18.16.7.5. The specified transverse reinforcement is permitted to be discontinued at a section where the calculated compressive stress is less than  $0.15f_c'$ . If design forces have been amplified to account for the overstrength of the vertical elements of the seismic-force-resisting system, the limit of  $0.2f_c'$  shall be increased to  $0.5f_c'$ , and the limit of  $0.15f_c'$  shall be increased to  $0.4f_c'$ .

18.12.7.6 تكون لعناصر المجموعة ذات إجهادات الضغط التي تزيد عن  $0.2f_c'$  في أي مقطع تسليح عرضي يستوفي 18.7.5.(أ) إلى (هـ) و 18.7.5.3 ، ما عدا حدود التباعد 18.7.5.3(a) يجب يكون ثلث البعد الأقل للمجمع ، ويجب أن تكون كمية التسليح العرضي وفقاً للجدول 18.16.7.5 ، ويسمح F التسليح العرضي المحدد في مقطع يكون فيه إجهاد الضغط المحسوب أقل من  $0.15f_c'$  . إذا تم تضخيم القوى التصميمية لحساب المقاومة العالية للعناصر الرأسية لنظام مقاومة القوة الزلزالية، يجب زيادة الحد من  $0.2f_c'$  إلى  $0.5f_c'$  ، ويجب زيادة الحد  $0.15f_c'$  إلى  $0.4f_c'$  .

R18.12.7.6 In documents such as the NEHRP Provisions (FE5A P750), ASCE/SEI 7, the 2018 IBC, and the Uniform Building Code (ICBO 1997), collector elements of diaphragms are designed for forces amplified by a factor  $\Omega_o$  to account for the overstrength in the vertical elements of the seismic-force-resisting systems. The amplification factor  $\Omega_o$  ranges between 2 and 3 for most concrete structures, depending on the document selected and on the type of seismic-force-resisting system. In some documents, the factor can be calculated based on the maximum forces that can be developed by the elements of the vertical seismic-force-resisting system.

Compressive stress calculated for the factored forces on a linearly elastic model based on gross section of the structural diaphragm is used as an index value to determine whether confining reinforcement is required. A calculated compressive stress of  $0.2f_c'$ , or  $0.5f_c'$  for forces amplified by  $\Omega_o$ , is assumed to indicate that integrity of the entire structure depends on the ability of that member to resist substantial compressive force under severe cyclic loading. Transverse reinforcement is required at such locations to provide confinement for the concrete and the reinforcement.

R18.12.7.6 في وثائق مثل NHRP Provisions (FEMA P750) و ASCE / SEI 7 و IBC 2018 وكود البناء العام (ICBO 1997) ، تم تصميم عناصر المجمع للأغشية لقوى تضخمت بمعامل من أجل حساب المقاومة الزائدة في العناصر الرأسية لأنظمة مقاومة القوة الزلزالية. ويتراوح معامل التضخيم بين 2 و 3 لمعظم المباني الخرسانية، اعتماداً على الوثيقة المختارة وعلى نوع نظام مقاومة القوة الزلزالية. في بعض الوثائق، يمكن حساب المعامل بناءً على القوى القصوى التي يمكن تطويرها بواسطة عناصر نظام مقاومة القوة الزلزالية الرأسية.

يتم استخدام إجهاد الضغط المحسوب للقوى المصعدة على نموذج مرن خطياً استناداً إلى المقطع الكلي للغشاء الانشائي كقيمة مؤشر لتحديد ما إذا كان حصر التسليح مطلوباً أم لا. يفترض أن إجهاد الضغط المحسوب لـ  $0.2f_c'$  ، أو  $0.5f_c'$  للقوى المضخمة بواسطة  $\Omega_o$  ، يشير إلى أن تكامل المنشأ بأكملها يعتمد على قدرة ذلك العنصر على مقاومة قوة الضغط المستمرة تحت التحميل الدوري الحاد. يلزم التسليح العرضي في مثل هذه المواقع لتوفير الحصر للخرسانة وحديد التسليح.

Table 18.12.7.6 —Transverse reinforcement for collector elements

الجدول 18.12.7.6 - التسليح العرضي لعناصر المجمع

Transverse reinforcement	Applicable expressions		
$A_{sh}/sb_c$ for rectilinear hoop	$0.09 \frac{f'_c}{f_y}$		(a)
$\rho_s$ for spiral or circular hoop	Greater of:	$0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$	(b)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_y}$	(c)

18.12.7.7 Longitudinal reinforcement detailing for collector elements at splices and anchorage zones shall satisfy (a) or (b):

18.12.7.7 يجب أن تفي تفاصيل التسليح الطولي لعناصر المجمع في مناطق التوصيلات والتثبيت (أ) أو (ب) بما يلي:

(a) Center-to-center spacing of at least three longitudinal bar diameters, but not less than 40 mm, and concrete clear cover of at least two and one-half longitudinal bar diameters, but not less than 50 mm

(أ) المسافة من المركز إلى المركز لما لا يقل عن ثلاثة أقطار سبيخ طولي، ولكن لا تقل عن 40 مم، وغطاء خرساني صافي لا يقل عن اثنين أقطار واحد ونصف سبيخ طولي، ولكن لا يقل عن 50 مم

(b) Area of transverse reinforcement, providing  $A_v$  at least the greater of  $0.062\sqrt{f'_c}(b_w s/f_{yt})$  and  $0.35b_w s/f_{yt}$ , except as required in 18.12.7.6

(ب) يجب توفير مساحة التسليح العرضي،  $A_v$  على الأقل أكبر من  $0.062\sqrt{f'_c}(b_w s/f_{yt})$  و  $0.35b_w s/f_{yt}$ ، باستثناء ما هو مطلوب في

18.12.7.6

R18.12.7.7 This section is intended to reduce the possibility of bar buckling and provide adequate bar development conditions in the vicinity of splices and anchorage zones.

18.12.7.7 18 يهدف هذا القسم إلى تقليل إمكانية أنبعاج السبيخ وتوفير حالات كافية لتثبيت السبيخ على قرب من مناطق التوصيل والتثبيت.

## 18.12.8 Flexural strength

## 18.12.8 مقاومة الانحناء

**18.12.8.1** Diaphragms and portions of diaphragms shall be designed for flexure in accordance with **Chapter 12**. The effects of openings shall be considered.

**18.12.8.1** يجب أن تصمم الاغشية وأجزاء من الأغشية للانحناء وفقاً للفصل 12. واخذ بالاعتبار تأثيرات الفتحات.

## R18.12.8 Flexural strength

## R18.12.8 مقاومة الانحناء

R18.12.8.1 Flexural strength for diaphragms is calculated using the same assumptions as for walls, columns, or beams. The design of diaphragms for flexure and other actions uses the applicable load combinations of 5.3.1 to consider earthquake forces acting concurrently with gravity or other loads. The influence of slab openings on flexural and shear strength is to be considered, including evaluating the potential critical sections created by the openings. Strut-and-tie models are potentially useful for designing diaphragms with openings. Earlier design practice assumed design moments for diaphragms were resisted entirely by chord forces acting at opposite edges of the diaphragm. This idealization was implicit in earlier versions of the Code, but has been replaced by an approach in which all longitudinal reinforcement, within the limits of 18.12.7, is assumed to contribute to the flexural strength of the diaphragm. This change reduces the required area of longitudinal reinforcement concentrated near the edge of the diaphragm, but should not be interpreted as a requirement to eliminate all boundary reinforcement.

يتم حساب مقاومة الانحناء للأغشية باستخدام نفس الافتراضات مثل الجدران أو الأعمدة أو الكمرات. يستخدم تصميم الأغشية للانحناء وغيرها من إجراءات تركيب الاحمال المطبقة في 5.3.1 للنظر في قوى الزلزال الذي يعمل بالتزامن مع الاحمال الرأسية أو الاحمال الأخرى. يجب النظر في تأثير فتحات البلاطة على مقاومة الانحناء وقوة القص، بما في ذلك تقييم المقاطع الحرجة المحتملة الناتجة عن الفتحات. من المحتمل أن تكون نماذج الركيزة - الشداد مفيدة لتصميم الأغشية ذات الفتحات. في وقت سابق من تطبيق التصميم، قُدرت عزوم التصميم المفترضة للأغشية بشكل كامل عن طريق قوى الاعصاب التي تعمل في ضد أطراف الغشاء. هذا المثل كان متضمناً في الإصدارات السابقة من الكود، ولكن تم استبداله باتباع نهج يُفترض فيه أن جميع التسليح الطولي، في حدود 18.12.7، تساهم في مقاومة الانحناء للغشاء الإنشائي. هذا التغيير يقلل من المساحة المطلوبة للتسليح الطولي بالقرب من حافة الغشاء الإنشائي، ولكن لا ينبغي أن تفسر على أنها شرط لاستبعاد جميع تسليح الحدود.

## 18.12.9 Shear strength

## 18.12.9 مقاومة القص

18.12.9.1  $V_n$  of diaphragms shall not exceed:

**18.12.9.1** يجب أن لا يتجاوز  $V_n$  للأغشية:

$$V_n = A_{cv} (0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (18.12.9.1)$$

For cast-in-place topping slab diaphragms on precast floor or roof members,  $A_{cv}$  shall be calculated using only the thickness of topping slab for noncomposite topping slab diaphragms and the combined thickness of cast-in-place and precast elements for composite topping slab diaphragms. For composite topping slab diaphragms, the value of  $f'_c$  used to calculate  $V_n$  shall not exceed the lesser of  $f'_c$  for the precast members and  $f'_c$  for the topping slab.

لأغشية البلاطة العلوية المصبوبة في الموقع على عناصر الأرضية والسقف مسبقة الصب، يتم حساب  $A_{cv}$  باستخدام فقط سماكة البلاطة العلوية لغشاء البلاطة العلوية الغير مركبة والسماكة المركبة للعناصر مسبقة الصب والمصبوبة في الموقع لأغشية البلاطة العلوية المركبة. بالنسبة لأغشية البلاطة العلوية المركبة، يجب ألا تتجاوز قيمة  $f'_c$  المستخدمة في حساب  $V_n$  أقل قيمة  $f'_c$  للعناصر مسبقة الصب و  $f'_c$  للبلاطة العلوية.

**R18.12.9 Shear strength**—The shear strength requirements for diaphragms are similar to those for slender structural walls and are based on the shear provisions for beams. The term  $A_{cv}$  refers to the gross area of the diaphragm, but may not exceed the thickness times the width of the diaphragm. This corresponds to the gross area of the effective deep beam that forms the diaphragm. Distributed slab reinforcement  $p_t$  used to calculate shear strength of a diaphragm in Eq. (18.12.9.1) is positioned perpendicular to the diaphragm flexural reinforcement. Provision 18.16.9.6 limits the maximum shear strength of the diaphragm.

**R18.12.9 مقاومة القص** - تتطلب مقاومة القص للأغشية مماثلة لتلك الخاصة بجدران القص النحيفة وتعتمد على أحكام القص للكمرات. يشير المصطلح  $A_{cv}$  إلى المساحة الكلية للغشاء الإنشائي، ولكن قد لا تتجاوز السماكة عدة مرات عرض الغشاء. هذا يتوافق مع المساحة الكلية للكمر الفعالة العميقة التي تشكل الغشاء الإنشائي. يوزع تسليح البلاطة  $p_t$  المستخدم لحساب مقاومة القص للغشاء في المعادلة (18.12.9.1) يتم وضعها عمودي على تسليح الانحناء للغشاء الإنشائي. ينص البند 18.16.9.6 على الحد الأقصى لمقاومة القص في الغشاء.

18.12.9.2  $V_n$  of diaphragms shall not exceed  $0.66\sqrt{f'_c} A_{cv}$

18.12.9.2 قيمة  $V_n$  للأغشية يجب ألا تتجاوز  $0.66\sqrt{f'_c} A_{cv}$ .

18.12.9.3 Above joints between precast elements in noncomposite and composite cast-in-place topping slab diaphragms,  $V_n$  shall not exceed:

18.12.9.3 فوق المفاصل بين العناصر مسبقة الصب في أغشية البلاطة العلوية المركبة والغير مركبة المصبوبة في الموقع ، يجب ألا يتجاوز  $V_n$ :

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (18.12.9.3)$$

where  $A_{vf}$  is the total area of shear friction reinforcement within the topping slab, including both distributed and boundary reinforcement, that is oriented perpendicular to joints in the precast system and coefficient of friction,  $\mu$ , is 1.0A, where A is given in 19.6.4. At least one-half of  $A_{vf}$  shall be uniformly distributed along the length of the potential shear plane. The area of distributed reinforcement in the topping slab shall satisfy 24.4.3.2 in each direction.

حيث  $A_{vf}$  هي المساحة الإجمالية لتسليح احتكاك القص ضمن البلاطة العلوية، بما في ذلك التسليح الموزع والحدودي، والتي يتم توجيهها عمودياً على البلاطات المعصبة في نظام مسبق الصب، ومعامل الاحتكاك،  $\mu$ ، هو 1.0A، حيث يتم إعطاء A في 19.6.4. يجب أن يكون نصف  $A_{vf}$  على الأقل موزعاً بشكل منتظم على طول مستوي القص المحتمل. يجب أن تستوفي مساحة التسليح الموزع في البلاطة العلوية 24.4.3.2 في كل اتجاه.

18.12.9.4 Above joints between precast elements in noncomposite and composite cast-in-place topping slab diaphragms,  $V_n$  shall not exceed the limits in 22.9.4.4, where  $A_c$  is calculated using only the thickness of the topping slab.

18.12.9.4 فوق المفاصل بين عناصر مسبقة الصب في أغشية البلاطة العلوية المركبة والغير مركبة المصبوبة في الموقع ، يجب ألا يتجاوز  $V_n$  حدود 22.9.4.4، حيث يتم حساب  $A_c$  باستخدام سمك البلاطة العلوية فقط.

## 18.12.10 Construction joints

### 18.12.10 فواصل البناء

18.12.10.1 Construction joints in diaphragms shall be specified according to 26.5.6, and contact surfaces shall be roughened consistent with condition (b) of Table 22.9.4.2.

18.12.10.1 تحدد فواصل البناء في الأغشية وفقاً لما هو وارد في 26.5.6، ويجب أن تكون الأسطح الملامسة خشنة بما يتفق مع الشرط (ب) من الجدول 22.9.4.2.

In addition to satisfying 18.12.9.1 and 18.12.9.2, cast-in-place topping slab diaphragms must also satisfy 18.12.9.3 and 18.16.9.4. Cast-in-place topping slabs on a precast floor or roof system tend to have shrinkage cracks that are aligned with the joints between adjacent precast members. Therefore, the additional shear strength requirements for topping slab diaphragms in 18.12.9.3 are based on a shear friction model (Wood et al. 2000), and the assumed crack plane corresponds to joints in the precast system along the direction of the applied shear, as shown in Fig. R22.9.4.3. The coefficient of friction,  $\mu$ , in the shear friction model is taken equal to 1.0 for normalweight concrete due to the presence of these shrinkage cracks.

بالإضافة إلى استيفاء 18.12.9.1 و 18.12.9.2، يجب أن تلبى أغشية البلاطة العلوية المصبوبة في الموقع أيضاً 18.12.9.3 و 18.16.9.4. تميل البلاطات العلوية المصبوبة في الموقع على الأرضية أو نظام الأسطح مسبقة الصب إلى تشققات الانكماش التي تتماشى مع المفاصل بين العناصر المجاورة مسبقة الصب. ولذلك، فإن متطلبات مقاومة القص الإضافية لأغشية البلاطة العلوية في 18.12.9.3 تعتمد على نموذج احتكاك -قص (Wood et al. 2000)، ومستوي التشقق المفترض يقابل المفاصل في النظام مسبق الصب على طول اتجاه القص المطبق، كما هو موضح في الشكل R.9.9.4.3. يتم أخذ معامل الاحتكاك،  $\mu$ ، في نموذج احتكاك - قص بمقدار 1.0 للخرسانة ذات الوزن الطبيعي بسبب وجود هذه الشقوق الانكماشية.

Both distributed and boundary reinforcement in the topping slab may be considered as shear friction reinforcement  $A_{vf}$ . Boundary reinforcement within the diaphragm was called chord reinforcement in ACI 318 before 2008. Although the boundary reinforcement also resists forces due to moment and axial force in the diaphragm, the reduction in the shear friction resistance in the tension zone is offset by the increase in shear friction resistance in the compression zone. Therefore, the area of boundary reinforcement used to resist shear friction need not be added to the area of boundary reinforcement used to resist moment and axial force. The distributed topping slab reinforcement must contribute at least one-half of the nominal shear strength. It is assumed that connections between the precast elements do not contribute to the shear strength of the topping slab diaphragm.

Provision 18.12.9.4 limits the maximum shear that may be transmitted by shear friction within a topping slab diaphragm.

يمكن اعتبار كل من التسليح الموزع والحدودي في البلاطة العلوية بمثابة تسليح للاحتكاك -قص. كان تسليح الحدود داخل الغشاء يسمى تسليح العصب في ACI 318 قبل 2008. على الرغم من أن التسليح الحدودي يقاوم أيضاً القوى بسبب العزم والقوة المحورية في الغشاء الإنشائي، ويقابل التقليل من مقاومة الاحتكاك -القص في منطقة الشد من خلال زيادة في مقاومة الاحتكاك - القص في منطقة الضغط. لذلك، لا يجب إضافة مساحة التسليح الحدودي المستخدمة لمقاومة احتكاك -القص إلى مساحة التسليح الحدودي المستخدمة لمقاومة العزم والقوة المحورية. يجب أن تساهم تسليح البلاطة العلوية الموزع على النصف على الأقل من مقاومة القص الاسمية. من المفترض أن الوصلات بين العناصر مسبقة الصب لا تساهم في مقاومة القص في غشاء البلاطة العلوية. ينص البند 18.12.9.4 على الحد الأقصى للقص الذي يمكن أن ينتقل عن طريق احتكاك - القص داخل غشاء البلاطة العلوية.



## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

## 18.12.11 Precast concrete diaphragms

## R18.12.11 Precast concrete diaphragms

## 18.12.11 أغشية خرسانية مسبقة الصب

## R18.12.11 أغشية خرسانية مسبقة الصب

**18.12.11.1** Diaphragms and collectors constructed using precast concrete members with composite topping slab and not satisfying 18.12.4, and untopped precast concrete diaphragms, are permitted provided they satisfy the requirements of **ACI 550.5M**. Cast-in-place noncomposite topping slab diaphragms shall satisfy 18.12.5 and 18.12.6.

**18.12.11.1** يُسمح باستخدام الأغشية والمُجمّعات التي يتم إنشاؤها باستخدام أعضاء خرسانية مسبقة الصب مع بلاطة علوية مركبة ولا تستوفي 18.12.4 ، وأغشية خرسانية مسبقة الصب غير مغطاه ، بشرط أن تستوفي متطلبات **ACI 550.5M**. يجب أن تستوفي أغشية البلاطة العلوية الغير مركبة المصبوبة في الموقع في 18.12.5 و 18.12.6.

**18.12.11.2** Connections and reinforcement at joints used in the construction of precast concrete diaphragms satisfying 18.12.11.1 shall have been tested in accordance with **ACI 550.4M**.

**18.12.11.2** يجب اختبار الوصلات والتسليح في المفاصل المستخدمة في بناء أغشية خرسانية مسبقة الصب التي تلبي 18.12.11.1 طبقاً للموصفة **ACI 550.4M**.

**18.12.11.3** Extrapolation of data on connections and reinforcement at joints to project details that result in larger construction tolerances than those used to qualify connections in accordance with **ACI 550.4M** shall not be permitted.

**18.12.11.3** لا يُسمح بالاستكمال في بيانات الوصلات والتسليح في المفاصل لتفاصيل المشروع التي تؤدي إلى تفاوتات أكبر للبناء من تلك المستخدمة لتأهيل الوصلات وفقاً لـ **ACI 550.4M**.

**R18.12.11.1** **ACI 550.5M** provides requirements for the design of precast concrete diaphragms with connections whose performance has been validated by **ACI 550.4M** testing. **ACI 550.5M** permits a maximum tolerance for positioning and completion of connections of 13 mm, which can be difficult to achieve with normal construction practices. **Section 26.13.1.3** requires continuous inspection of precast concrete diaphragm connections to verify that construction is performed properly and tolerances not greater than 13 mm for all connections are achieved. Results from **ACI 550.4M** testing are not to be extrapolated to allow greater tolerances. Topped precast concrete floors designed in accordance with Chapter 18 need careful consideration of support conditions to verify precast concrete members have sufficient seating for anticipated displacements and ability to accommodate relative rotations between beam supports and the member (**Henry et al. 2017**).

**R18.12.11.1** توفر المواصفات **ACI 550.5M** متطلبات تصميم أغشية خرسانية مسبقة الصب مع وصلات تم التحقق من أدائها من خلال اختبار **ACI 550.4M**. يسمح **ACI 550.5M** بأقصى قدر من التفاوت لتحديد المواقع وإكمال الوصلات بمقاس 13 مم ، وهو أمر صعب التحقيق مع تطبيقات البناء العادية. يتطلب القسم 26.13.1.3 فحصاً مستمراً لوصلات الغشاء الخرساني مسبق الصب للتحقق من أن البناء يتم بشكل صحيح وأن التفاوتات لا يزيد عن 13 مم لجميع الوصلات. لا ينبغي استنتاج نتائج اختبار **ACI 550.4M** للسماح بقدر أكبر من التفاوتات. تحتاج الأرضيات الخرسانية مسبقة الصب المصممة وفقاً للفصل 18 إلى دراسة متأنية لحالات الركيزة للتحقق من أن العناصر الخرسانية مسبقة الصب لديها مقاعد كافية للازاحات المتوقعة والقدرة على استيعاب الدوران النسبي بين ركائز الكمرات والعنصر (**Henry et al. 2017**).



### 18.12.12 Structural trusses

#### 18.12.12 الجملونات الإنشائية

**18.12.12.1** Structural truss elements with compressive stresses exceeding  $0.2f_c'$  at any section shall have transverse reinforcement, in accordance with 18.7.5.2, 18.7.5.3, 18.7.5.7, and Table 18.12.12.1, over the length of the element.

**18.12.12.1** يجب أن يكون لعناصر الجملونات الإنشائية إجهاد ضغط التي تزيد عن  $0.2f_c'$  في أي مقطع تسليح عرضي ، طبقاً لـ 18.7.5.2 ، 18.7.5.3 ، 18.7.5.7 ، والجدول 18.12.12.1 ، على طول العنصر .

Table 18.12.12.1—Transverse reinforcement for structural trusses

الجدول 18.12.12.1 - التسليح العرضي للجملونات الإنشائية

Transverse reinforcement	Applicable expressions	
$A_{sh}/sb_c$ for rectangular hoop	Greater of:	$0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y}$ (a)
		$0.09 \frac{f_c'}{f_y}$ (b)
$\rho_s$ for spiral or circular hoop	Greater of:	$0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y}$ (c)
		$0.12 \frac{f_c'}{f_y}$ (d)

**18.12.12.2** All continuous reinforcement in structural truss elements shall be developed or spliced for  $f_y$  in tension.

**18.12.12.2** يجب ان يثبت او يوصل جميع تسليح العناصر المستمرة في عناصر الجملونات الإنشائية لـ  $f_y$  في الشد.

### R18.12.12 Structural trusses

#### R.18.12.12 الجملونات الإنشائية

**R18.12.12.1** The expressions for transverse reinforcement  $A_{sh}$  are based on ensuring compression capacity of an equivalent column section is maintained after spalling of cover concrete.

**R18.12.12.1** تستند تعبيرات التسليح العرضي  $A_{sh}$  على ضمان قدرة الضغط لمقطع العمود المكافئ بعد إزالة الغطاء الخرساني.

## 18.13—Foundations

### 18.13، الأساسات

#### 18.13.1 Scope

#### 18.13.1 المجال

**18.13.1.1** This section shall apply to foundations resisting earthquake-induced forces or transferring earthquake-induced forces between structure and ground.

**18.13.1.1** ينطبق هذا القسم على الأساسات التي تقاوم قوى الزلازل أو ينقل القوى الناتجة بالزلازل بين المنشأ والأرض.

**18.13.1.2** The provisions in this section for piles, drilled piers, caissons, and slabs-on-ground shall supplement other applicable Code design and construction criteria, including 1.4.6 and 1.4.7.

**18.13.1.2** يجب أن تكون الأحكام الواردة في هذا القسم للخوازيق و الركائز المحفورة والقيسونات والبلاطة الأرضية إضافية للمعايير المطبقة للكود للبناء والتصميم بما في ذلك 1.4.6 و 1.4.7.

## 18.13.2 Footings, foundation mats, and pile caps

### 18.13.2 القواعد والأساسات الحصرية وتاج الخوازيق

**18.13.2.1** The provisions of this section shall apply to structures assigned to SDC D, E, or F.

**18.13.2.1** تسري أحكام هذا القسم على المنشآت المخصصة لـ **SDC D** أو **F** أو **E**.

**18.13.2.2** Longitudinal reinforcement of columns and structural walls resisting forces induced by earthquake effects shall extend into the footing, mat, or pile cap, and shall be fully developed for tension at the interface.

**18.13.2.2** التسليح الطولي للأعمدة والجدران الإنشائية المقاومة للقوى الناجمة عن تأثيرات الزلازل يجب أن يمتد إلى القواعد أو الأساسات الحصرية أو تاج الخوازيق ، ويجب أن يثبت بشكل كامل للشد في سطح التداخل.

**18.13.2.3** Columns designed assuming fixed-end conditions at the foundation shall comply with 18.13.2.2 and, if hooks are required, longitudinal reinforcement resisting flexure shall have 90-degree hooks near the bottom of the foundation with the free end of the bars oriented toward the center of the column.

**18.13.2.3** يجب أن تتوافق الأعمدة المصممة لحالات نهائية ثابتة عند الأساس مع 18.13.2.2، وإذا كانت الخطافات مطلوبة، فيجب أن يكون التسليح الطولي المقاوم للانحناء خطافات بزاوية 90 درجة بالقرب من الجزء السفلي من الأساس مع نهاية حرة للأعمدة الموجهة باتجاه مركز العمود.

## R18.13—Foundations

### R18.13- الأساسات

#### R18.13.1 Scope

Requirements for foundations supporting buildings assigned to SDC C, D, E, or F represent a consensus of a minimum level of good practice in designing and detailing concrete foundations. However, because repairs to foundations can be extremely difficult and expensive, it may be desirable that the elements of the foundation remain essentially elastic during strong ground motions. Methods to achieve this goal include designing the foundation to include an overstrength factor or an increased seismic demand level when compared to the superstructure, or comparing strengths to demands predicted by nonlinear response history analyses with appropriate consideration of uncertainty in demands (Klemencic et al. 2012).

#### R18.13.1 المجال

تمثل متطلبات الأساسات الداعمة للمباني المخصصة لـ **SDC C** أو **D** أو **E** أو **F** إجماعاً على الحد الأدنى من التطبيق الجيد في تصميم وتفصيل الأساسات الخرسانية. ومع ذلك ، نظراً لأن إصلاحات الأساسات يمكن أن تكون صعبة للغاية ومكلفة للغاية ، فقد يكون من المرغوب فيه أن تظل عناصر الأساس مرنة بشكل أساسي أثناء الحركات الأرضية القوية. تتضمن طرق تحقيق هذا الهدف تصميم الأساس ليشمل معامل المقاومة الزائدة أو مستوى طلب زلزالي متزايد عند مقارنته بالبناء العلوي ، أو مقارنة مقاومة للطلبات التي تنبأت بها تحليلات تاريخ الاستجابة غير الخطية مع مراعاة ملانمة لعدم اليقين في الطلبات (Klemencic وآخرون 2012).

## R18.13.2 Footings, foundation mats, and pile caps

### R18.13.2 القواعد والأساسات الحصرية وتاج الخوازيق

**R18.13.2.1** The provisions of this section shall apply to structures assigned to SDC D, E, or F.

**R18.13.2.2** Longitudinal reinforcement of columns and structural walls resisting forces induced by earthquake effects shall extend into the footing, mat, or pile cap, and shall be fully developed for tension at the interface.

**R18.13.2.3** Tests (Nilsson and Losberg 1972) have demonstrated that flexural members terminating in a footing, slab, or beam (a T-joint) should have their hooks turned inward toward the axis of the member for the joint to be able to resist the flexure in the member forming the stem of the T.

**R18.13.2.3** أوضحت الاختبارات (Nilsson و Losberg 1972) أنه يجب أن يتحول عناصر الانحناء المنتهية في أحد القواعد أو البلاطات أو كمرة (مفاصل T) إلى تحويل عكفتها إلى الداخل نحو محور العنصر للمفصل تكون قادرة على مقاومة الانحناء في العنصر تشكيل ساق T.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**18.13.2.4** Columns or boundary elements of special structural walls that have an edge within one-half the footing depth from an edge of the footing shall have transverse reinforcement in accordance with 18.7.5.2 through 18.7.5.4 provided below the top of the footing. This reinforcement shall extend into the footing, mat, or pile cap a length equal to the development length, calculated for  $f_y$  in tension, of the column or boundary element longitudinal reinforcement.

**18.13.2.4** يجب أن يكون للعمود أو العناصر الحدودية لجدران القص الخاصة التي لها الحافة في حدود نصف عمق القاعدة من حافة القاعدة، تسليح عرضي وفقاً لـ 18.7.5.2 حتى 18.7.5.4 المقدمة أسفل الجزء العلوي من القاعدة. يجب أن يمتد هذه التسليح إلى القاعدة، أو اللبشة، أو تاج الخوازيق طولاً مساوياً لطول التثبيت، محسوباً لـ  $f_y$  في الشد، والتسليح الطولي للعمود أو العنصر الحدودي.

**18.13.2.5** Where earthquake effects create uplift forces in boundary elements of special structural walls or columns, flexural reinforcement shall be provided in the top of the footing, mat, or pile cap to resist actions resulting from the factored load combinations, and shall be at least that required by 7.6.1 or 9.6.1.

**18.13.2.5** عندما تحدث تأثيرات الزلازل قوى رفع في العناصر الحدودية لجدران القص الخاصة أو الأعمدة، يجب توفير تسليح الانحناء في الجزء العلوي من القاعدة، أو اللبشة، أو تاج الخوازيق لمقاومة الإجراءات الناتجة عن تراكيب الحمل المصعدة، ويجب أن تكون في أقل ما تطلبه 7.6.1 أو 9.6.1.

**18.13.2.6** Structural plain concrete in footings and basement walls shall be in accordance with 14.1.4.

**18.13.2.6** يجب أن تكون الخرسانة الإنشائية العادية في القواعد وقواعد الجدار طبقاً للفقرة 14.1.4.

**18.13.2.7** Pile caps incorporating batter piles shall be designed to resist the full compressive strength of the batter piles acting as short columns. The slenderness effects of batter piles shall be considered for the portion of the piles in soil that is not capable of providing lateral support, or in air or water.

**18.13.2.7** يتم تصميم تاج الخوازيق التي تشتمل الخوازيق المائلة لمقاومة مقاومة الضغط الكاملة للخوازيق المائلة التي تعمل كأعمدة قصيرة. يجب مراعاة تأثيرات النحافة للخوازيق المائلة لجزء من الخوازيق في التربة الغير قادرة على توفير دعم جانبي، أو في الهواء أو الماء.

### 18.13.3 Grade beams and slabs-on-ground

#### 18.13.3 الكمرات الأرضية (الميد) والبلاطات الأرضية

**R18.13.2.4** Columns or boundary members supported close to the edge of the foundation, as often occurs near property lines, should be detailed to prevent an edge failure of the footing, pile cap, or mat.

**R18.13.2.4** ينبغي تفصيل الأعمدة أو العناصر الحدية الداعمة بالقرب من حافة الأساسات، أما يحدث في الغالب بالقرب من الخطوط الخاصة، وذلك لمنع حدوث انهيار الحافة في القواعد، أو تاج الخوازيق، أو اللبشة.

**R18.13.2.5** The purpose of this section is to emphasize that top reinforcement may be required, in addition to other required reinforcement.

**R18.13.2.5** الغرض من هذا القسم هو التأكيد قد تكون هناك حاجة إلى تسليح علوي، بالإضافة إلى تسليح إضافي المطلوب.

**R18.13.2.6** Foundation or basement walls should be reinforced in buildings assigned to SDC D, E, or F.

**R18.13.2.6** يجب أن يتم التسليح للأساسات أو قاعدة الجدران في المباني المخصصة لـ SDC D أو E أو F.

**R18.13.2.7** Batter piles typically attract higher lateral forces during earthquakes than vertical piles. Extensive structural damage has been observed at the junction of batter piles and building foundations. The pile cap and surrounding structure should be designed for the potentially large forces that can be developed in batter piles.

**R18.13.2.7** تجذب الخوازيق المائلة عادةً قوى جانبية أعلى أثناء الزلازل من الخوازيق الرأسية. وقد لوحظت أضرار إنشائية واسعة النطاق عند تقاطع الخوازيق المائلة وأساسات المبنى. يجب تصميم تاج الخوازيق والهيكمل المحيط للقوى الكبيرة المحتملة التي يمكن تطويرها في الخوازيق المائلة.

**R18.13.3 Grade beams and slabs-on-ground**—For earthquake conditions, slabs-on-ground (soil-supported slabs) are often part of the lateral-force-resisting system and should be designed in accordance with this Code as well as other appropriate standards or guidelines (refer to 1.4.8).

**R18.13.3 الكمرات الأرضية (الميد) والبلاطات الأرضية** - بالنسبة لحالات الزلازل، غالباً ما تكون البلاطات الأرضية (بلاطات مدعومة بالتربة) جزءاً من نظام مقاومة القوة الجانبية ويجب أن تصمم وفقاً لهذا الكود وكذلك المعايير أو المبادئ التوجيهية الأخرى المناسبة (الرجوع إلى 1.4.8)

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**18.13.3.1** For structures assigned to SDC D, E, or F, grade beams and beams that are part of a mat foundation subjected to flexure from columns that are part of the seismic-force-resisting system shall be in accordance with 18.6

**18.13.3.1** بالنسبة للمنشآت المخصصة لـ **SDC D** أو **E** أو **F** ، يجب أن تكون الكمرات والكمرات الأرضية (الميد) التي تشكل جزءاً من اللبشة المعرضة للانحناء من الأعمدة التي تعد جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية متوافقة مع 18.6

**18.13.3.2** For structures assigned to SDC C, D, E, or F slabs-on-ground that resist in-plane earthquake forces from walls or columns that are part of the seismic-force-resisting system shall be designed as diaphragms in accordance with 18.12. The construction documents shall clearly indicate that the slab-on-ground is a structural diaphragm and part of the seismic-force-resisting system.

**18.13.3.2** بالنسبة للمنشآت المخصصة لـ **SDC C** أو **D** أو **E** أو **F** البلاطات الأرضية التي تقاوم قوى الزلازل في الطائرة من الجدران أو الأعمدة التي تعد جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية ، يجب أن يتم تصميمها كأغشية وفقاً مع 18.12. يجب أن تشير وثائق البناء بوضوح إلى أن البلاطات الأرضية عبارة عن غشاء هيكلي وجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية.

### 18.13.4 Foundation seismic ties

#### 18.13.4 الشدادات الزلزالية للأساسات

**18.13.4.1** For structures assigned to SDC C, D, E, or F, individual pile caps, piers, or caissons shall be interconnected by foundation seismic ties in orthogonal directions, unless it can be demonstrated that equivalent restraint is provided by other means.

**18.13.4.1** بالنسبة للهياكل المخصصة لـ **SDC C** أو **D** أو **E** أو **F** ، يجب أن تكون تاج الخوازيق الفردية أو الركائز أو القيسونات مترابطة ببعضها بواسطة شدادات زلزالية للأساسات في اتجاهات متعامدة ، ما لم يكن من الممكن إثبات أن التقييد المكافئ يتم توفيره بوسائل أخرى.

**18.13.4.2** For structures assigned to SDC D, E, or F, individual spread footings founded on soil defined in **ASCE/SEI 7** as Site Class E or F shall be interconnected by foundation seismic ties.

**18.13.4.2** بالنسبة للمنشآت المخصصة لـ **SDC D** أو **E** أو **F** ، يجب أن تكون الأساسات المنفصلة التي تأسست على تربة محددة في **ASCE / SEI 7** ، حيث أن موقع **Class E** أو **F** يجب أن يكون مترابطاً بشدادات زلزالية للأساسات.

**18.13.4.3** Where required, foundation seismic ties shall have a design strength in tension and compression at least equal to 0.15 times the greater of the pile cap or column factored dead load plus factored live load unless it is demonstrated that equivalent restraint will be provided by (a), (b), (c), or (d):

- Reinforced concrete beams within the slab-on-ground
- Reinforced concrete slabs-on-ground
- Confinement by competent rock, hard cohesive soils, or very dense granular soils
- Other means approved by the building official

**R18.13.3.1** Grade beams resisting flexural stresses from column moments should have reinforcement details similar to the beams of the frame above the foundation.

**R18.13.3.1** ينبغي أن يكون للكمرات الأرضية (الميد) المقاومة لأجهادات الانحناء من عزوم العمود تفاصيل التسليح المشابهة لكمرات الإطار فوق الأساسات.

**R18.13.3.2** Slabs-on-ground often act as a diaphragm to tie the building together at the ground level and minimize the effects of out-of-phase ground motion that may occur over the footprint of the building. In these cases, the slab-on-ground should be adequately reinforced and detailed. The construction documents should clearly state that these slabs-on-ground are structural members so as to prohibit saw cutting of the slab.

**R18.13.3.2** غالباً ما تعمل البلاطات الأرضية كأغشية لربط المبنى معاً على مستوى الأرض وتقلل من تأثيرات الحركة الأرضية خارج المرحلة التي قد تحدث على قاعدة المبنى. في هذه الحالات، يجب تسليح البلاطات الأرضية وتفصيلها بشكل كافٍ. يجب أن تنص وثائق البناء بوضوح على أن هذه البلاطات الأرضية هي عناصر إنشائية لمنع تحمل قطع البلاطة.

### R18.13.4 Foundation seismic ties

#### R18.13.4 الشدادات الزلزالية للأساسات

**R18.13.4.1** The foundation seismic ties should sufficiently interconnect foundations to act as a unit and be designed to minimize the relative movement of an individual column or tie relative to the foundation. This is essential where surface soils are soft enough to require deep foundations or where the site soils are susceptible to liquefaction.

**R18.13.4.1** يجب أن تربط الشدادات الزلزالية للأساسات بشكل كافٍ لتكون بمثابة وحدة وتكون مصممة لتقليل الحركة النسبية للعمود فردي أو شداد بالنسبة إلى الأساس. يعد ذلك ضرورياً عندما تكون التربة السطحية ناعمة بما يكفي لتتطلب أساسات عميقة أو عندما تكون تربة الموقع عرضة للتسييل.

**R18.13.4.2** The ties between footings should have the same characteristics as the ties between pile caps in R18.13.4.1.

**R18.13.4.2** يجب أن تكون الشدادات بين القواعد لها نفس خصائص الشدادات بين تاج الخوازيق في **R18.13.4.1**.

**R18.13.4.3** The minimum foundation seismic tie design strength requirement based on a percentage of the factored dead plus live load provides a minimum connection between foundation elements. Other types of restraint can be used if substantiated as equivalent to the minimum tie design strength. The required design strength for the tie beam must be at least equal to 0.15 times the larger force on either end of the tie beam, and that force is from the column or pile cap, whichever applies.

**18.13.4.3** عند الضرورة ، يجب أن تكون الشدادات الزلزالية للأساسات مقاومة تصميمية في الشد والضغط تساوي على الأقل **SDS 0.1** أضعاف أكبر من تاج الخوازيق أو الاحمال الميتة المصعدة للعمود بالإضافة إلى الحمل الحي المصعد ما لم يثبت أنه سيتم توفير تقييد مكافئ بواسطة (أ) أو (ب) أو (ج) أو (د):  
(أ) كمرات خرسانية مسلحة داخل البلاطات الأرضية  
(ب) بلاطات خرسانية مسلحة أرضية  
(ج) الحصر بواسطة صخور مخصصة أو تربة متماسكة صلبة أو تربة حبيبية كثيفة للغاية  
(د) الوسائل الأخرى التي يوافق عليها مسؤول البناء

**R18.13.4.3** يوفر الحد الأدنى لمتطلبات المقاومة التصميمية للشدادات الزلزالي للأساسات إلى نسبة مئوية من الحمل الميت المصعد بالإضافة إلى الحمل الحي الحد الأدنى من الاتصال بين عناصر الأساس. يمكن استخدام أنواع أخرى من التقييد إذا ثبت أنها تعادل الحد الأدنى من المقاومة التصميمية للشدادات. يجب أن تكون المقاومة التصميمية المطلوبة لكمرة الشدادات مساوية على الأقل لـ **SDS 0.1** أضعاف القوة الأكبر على أي من طرفي كمرة الشدادات ، وتكون هذه القوة من العمود أو تاج الخوازيق ، أيهما ينطبق.

**18.13.4.4** For structures assigned to SDC D, E, or F, grade beams designed to act as horizontal foundation seismic ties between pile caps or footings shall have continuous longitudinal reinforcement that shall be developed within or beyond the supported column or anchored within the pile cap or footing at all discontinuities and shall satisfy (a) and (b):  
(a) The smallest cross-sectional dimension of the grade beam shall be at least equal to the clear spacing between connected columns divided by 20, but need not exceed 450 mm  
(b) Closed tie transverse reinforcement shall be provided at a spacing not to exceed the lesser of 0.5 times the smallest orthogonal cross-sectional dimension and 300 mm.

**18.13.4.4** بالنسبة للمنشآت المخصصة لـ **SDC D** أو **E** أو **F** ، فإن الكمرات الأرضية (الميد) المصممة لتكون بمثابة شدادات أفقية زلزالية للأساسات بين تاج الخوازيق أو الأساسات يجب أن يكون لها تسليح طولي مستمر يتم تثبيته داخل أو خارج العمود المدعوم أو يرتكز داخل تاج الخوازيق أو الأساسات في جميع الانقطاعات ويجب أن تستوفي (أ) و (ب):  
(أ) يجب أن يكون أصغر بعد للمقطع العرضي للكمرات الأرضية (الميد) مساوية على الأقل للمسافة الصافية بين الأعمدة المتصلة مقسومة على 20 ، ولكن لا يجب أن يتجاوز 450 مم  
(ب) يجب توفير التسليح العرضي المتقارب للشدادات على مسافات لا تتجاوز أقل من 0.5 مرة أصغر بعد للمقطع العرضي المتعامد و 300 مم.

#### 18.13.5 Deep foundations

##### 18.13.5 الأساسات العميقة

**18.13.5.1** This section shall apply to the following types of deep foundations

- (a) Uncased cast-in-place concrete drilled or augered piles
- (b) Metal cased concrete piles
- (c) Concrete filled pipe piles
- (d) Precast concrete piles

**18.13.5.1** ينطبق هذا القسم على الأنواع التالية من الأساسات العميقة  
(أ) خوازيق مثقوبة أو محفورة من الخرسانة المصبوبة في الموقع الغير مغلقة  
(ب) خوازيق خرسانية مغلقة بالمعدن  
(ج) خوازيق الأنابيب الممتلئة بالخرسانة  
(د) خوازيق خرسانية مسبقة الصب

**18.13.5.2** For structures assigned to SDC C, D, E, or F, piles, piers, or caissons resisting tension loads shall have continuous longitudinal reinforcement over their length to resist design tension forces.

**18.13.5.2** بالنسبة للمنشآت المخصصة لـ **SDC C** أو **D** أو **E** أو **F** ، يجب أن يكون للخوازيق أو الركائز أو القيسونات المقاومة لأحمال الشد تسليحاً طولياً مستمراً على طولها لمقاومة قوى الشد التصميمية.

#### R18.13.5 Deep foundations

Adequate performance of piles and caissons for earthquake effects requires that these provisions be met in addition to other applicable standards or guidelines (refer to **R1.4.7**).

##### R18.13.5 الأساسات العميقة

يتطلب الأداء الكافي للخوازيق والقيسونات للتأثيرات الزلزالية استيفاء هذه الأحكام بالإضافة إلى المعايير أو المبادئ التوجيهية المطبقة الأخرى (راجع **R1.4.7**).



## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**18.13.5.3** For structures assigned to SDC C, D, E, or F, the minimum longitudinal and transverse reinforcement required by 18.13.5.7 through 18.13.5.10 shall be extended over the entire unsupported length for the portion of deep foundation member in air or water, or in soil that is not capable of providing adequate lateral restraint to prevent buckling throughout this length.

**18.13.5.3** بالنسبة للمنشآت المخصصة لـ **SDC C** أو **D** أو **E** أو **F** ، يجب تمديد الحد الأدنى من التسليح الطولي والعرضي المطلوب بموجب **18.13.5.7** حتى **18.13.5.10** على طول الطول الغير مدعوم بالكامل لجزء عنصر الأساس العميق في الهواء أو الماء ، أو في التربة الغير قادرة على توفير التقييد الجانبي المناسب لمنع انبعاج التسليح خلال هذا الطول.

**18.13.5.4** For structures assigned to SDC C, D, E, or F, hoops, spirals, and ties in deep foundation members shall be terminated with seismic hooks.

**18.13.5.4** بالنسبة للمنشآت المخصصة لـ **SDC C** أو **D** أو **E** أو **F** ، يتم إنهاء الأطواق والحلزون والروابط في عناصر الأساس العميق باستخدام خطافات زلزالية.

**18.13.5.5** For structures assigned to SDC D, E, or F or located in Site Class E or F, concrete deep foundation members shall have transverse reinforcement in accordance with 18.7.5.2, 18.7.5.3, and Table 18.7.5.4 Item (e) within seven member diameters above and below the interfaces between strata that are hard or stiff and strata that are liquefiable or soft.

**18.13.5.5** بالنسبة للمنشآت المخصصة لـ **SDC D** أو **E** أو **F** أو الموجودة في فئة الموقع **E** أو **F** ، يجب أن يكون لعناصر الأساس العميق الخرساني تسليح عرضي وفقاً لـ **18.7.5.2** و **18.7.5.3** والجدول **18.7.5.4** البند (هـ) ضمن سبعة أقطار عناصر أعلى وأسفل سطح التداخل بين الطبقات الصلبة أو الجاسنة والطبقات القابلة للتسييل أو اللينة.

**18.13.5.6** For structures assigned to SDC D, E, or F, in foundations supporting one- and two-story stud bearing wall construction, concrete piles, piers or caissons, and foundation ties are exempt from the transverse reinforcement requirements of 18.13.5.3 through 18.13.5.5.

**18.13.5.6** بالنسبة للمنشآت المخصصة لـ **SDC D** أو **E** أو **F** ، في الأساسات التي تدعم بناء الجدار الحامل المكون من طابق واحد وطابقين ، تُعفى الخوازيق الخرسانية ، والركائز أو القيسونات ، وشدادات الأساسات من متطلبات التسليح العرضي لـ **18.13.5.3** حتى **18.13.5.5**.

**R18.13.5.3** Minimum reinforcement lengths for both longitudinal and transverse reinforcement are based on the assumption that soil is capable of providing lateral support. For portions of the pile above ground, typically in air or water, or where soil is not capable of providing this lateral restraint, the minimum reinforced lengths should be increased, and the member should be designed as a column.

**R18.13.5.3** يعتمد أقل أطوال التسليح لكل من التسليح الطولي والعرضي على افتراض أن التربة قادرة على توفير الدعم الجانبي. بالنسبة لأجزاء من الخازوق فوق سطح الأرض ، عادة في الهواء أو الماء ، أو عندما تكون التربة غير قادرة على توفير هذا التقييد الجانبي ، يجب زيادة الحد الأدنى للأطوال المسلحة ، ويجب تصميم العنصر على هيئة عمود.

**R18.13.5.5** During earthquakes, piles can be subjected to high flexural and shear demands at points of discontinuity, such as at interfaces between stiff and soft soil strata. **ASCE/ SEI 7** defines limits for soil strata. Transverse reinforcement is required in these regions to provide ductile behavior. In determining the portions of a pile with increased transverse reinforcement, accommodations are often made to the length of the reinforced zone for transverse reinforcement to account for variations in the driven pile tip elevations and variations in the interface elevations between stiff and soft soil strata.

**R18.13.5.5** أثناء الزلازل ، يمكن أن تتعرض الخوازيق لمتطلبات عالية للإحناء والقص عند نقاط الانقطاع ، مثل سطح التداخل بين طبقات التربة الصلبة وطبقات التربة اللينة. يحدد **ASCE / SEI 7** حدود طبقات التربة. التسليح العرضي مطلوب في هذه المناطق لتوفير سلوك لين. في تحديد أجزاء الخازوق مع زيادة التسليح العرضي ، غالباً ما يتم إجراء التسهيلات على طول المنطقة المسلحة من أجل التسليح العرضي لمراعاة الاختلافات في ارتفاعات رأس الخازوق المدفوع والاختلافات في ارتفاعات سطح التداخل بين طبقات التربة الصلبة واللينة.



CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

**18.13.5.7** *Uncased cast-in-place drilled or augered concrete piles or pier*

**18.13.5.7** خوازيق خرسانية أو ركيزة خرسانية مثقوبة أو محفورة مصبوبة في الموقع

**18.13.5.7.1** For structures assigned to SDC C, D, E, or F, reinforcement shall be provided in uncased cast-in-place drilled or augered concrete piles where required by analysis and in accordance with the requirements in Table 18.13.5.7.1.

**18.13.5.7.1** بالنسبة للمنشآت المخصصة لـ **SDC C** أو **D** أو **E** أو **F** ، يجب توفير التسليح في خوازيق خرسانية مثقوبة أو محفورة مصبوبة في الموقع حيثما يتطلب ذلك التحليل ووفقاً للمتطلبات الواردة في الجدول **18.13.5.7.1**.

**R18.13.5.7** *Uncased cast-in-place drilled or augered concrete piles or piers*

**R18.13.5.7** خوازيق خرسانية أو ركيزة خرسانية مثقوبة أو محفورة مصبوبة في الموقع

**R18.13.5.7.1** Longitudinal and transverse reinforcement requirements prescribed by this section result in ductility consistent with the applicable Seismic Design Category (SDC) to withstand ground deformation that occurs during earthquakes. Where piles are subjected to significant uplift forces, the longitudinal reinforcement length required by analysis may exceed the minimum reinforcement length requirements. Transverse reinforcement is required at the top of the pile to provide ductile performance where flexural yielding can potentially occur. For SDC D, E, and F and Site Classes A, B, C, and D, one-half of the transverse reinforcement for special moment frame columns is acceptable because some level of confinement is attributed to competent soils. For Site Class E and F, full column confinement is required because the soils are either liquefiable or not considered competent enough to provide confinement.

**R18.13.5.7.1** تؤدي متطلبات التسليح الطولي والعرضي المنصوص عليها في هذا القسم إلى ليونة تتوافق مع فئة التصميم الزلزالي (**SDC**) المطبقة لتحمل التشوهات الأرضي الذي يحدث أثناء الزلازل. عندما تتعرض الخوازيق لقوى رفع كبيرة ، قد يتجاوز طول التسليح الطولي الذي يتطلبه التحليل لمتطلبات أقل طول للتسليح. التسليح العرضي مطلوب في الجزء العلوي من الخازوق لتوفير أداء لين حيث يمكن أن يحدث خضوع الانحناء. بالنسبة إلى **SDC D** و **E** و **F** وفئات الموقع **A** و **B** و **C** و **D** ، يُقبل نصف التسليح العرضي لأعمدة إطار العزم الخاص لأن بعض مستوى الحصر يُنسب إلى التربة المخصصة. بالنسبة لفئة الموقع **E** و **F** ، يلزم حصر عمود كامل لأن التربة إما قابلة للتسييل أو لا تعتبر كفاءة بما يكفي لتوفير الحصر.

**Table 18.13.5.7.1—Minimum reinforcement for uncased cast-in-place or augered concrete piles or piers**

الجدول 18.13.5.7.1 - الحد الأدنى من التسليح للخوازيق الخرسانية أو الركائز الخرسانية المثقوبة أو المصبوبة في الموقع الغير مغلقة

Minimum reinforcement		SDC C – All Site Classes	SDC D, E, and F – Site Class A, B, C, and D	SDC D, E, and F – Site Class E and F
Minimum longitudinal reinforcement ratio (minimum number of bars)		0.0025 (minimum number of bars in accordance with 10.7.3.1)	0.005 (minimum number of bars in accordance with 10.7.3.1)	0.005 (minimum number of bars in accordance with 10.7.3.1)
Minimum reinforced pile length		Longest of (a) through (d): (a) 1/3 pile length (b) 3 m (c) 3 times the pile diameter (d) Flexural length of pile - distance from bottom of pile cap to where $0.4M_{cr}$ exceeds $M_u$	Longest of (a) through (d): (a) 1/2 pile length (b) 3 m (c) 3 times the pile diameter (d) Flexural length of pile - distance from bottom of pile cap to where $0.4M_{cr}$ exceeds $M_u$	Full length of pile except in accordance with [1] or [2].
Transverse confinement reinforcement zone	Length of reinforcement zone	3 times the pile diameter from the bottom of the pile cap	3 times the pile diameter from the bottom of the pile cap	7 times the pile diameter from the bottom of the pile cap
	Type of transverse reinforcement	Closed ties or spirals with a minimum 10 mm diameter	Minimum of No. 10 closed tie or 10 mm diameter spiral for piles $\leq$ 500 mm diameter Minimum No. 13 closed tie or 13 mm diameter spiral for piles $>$ 500 mm diameter  In accordance with 18.7.5.2	
	Spacing and amount of transverse reinforcement	Spacing shall not exceed lesser of 150 mm or 8 longitudinal bar diameters	In accordance with 18.7.5.3 and not less than one-half the requirement of Table 18.7.5.4 Item (c)	In accordance with 18.7.5.3 and not less than the requirement of Table 18.7.5.4 Item (c).
Transverse reinforcement in remainder of reinforced pile length	Type of transverse reinforcement	Closed ties or spirals with minimum 10 mm diameter	Minimum of No. 10 closed tie or 10 mm diameter spiral for piles $\leq$ 500 mm diameter Minimum of No. 13 closed tie or 13 mm diameter spiral for piles $>$ 500 mm diameter  In accordance with 18.7.5.2	
	Spacing and amount of transverse reinforcement	Maximum spacing of 16 longitudinal bar diameters	Spacing shall not exceed the least of (a) through (c): (a) 12 longitudinal bar diameters (b) 1/2 the pile diameter (c) 300 mm	

[1] For piles sufficiently embedded in firm soil or rock, reinforcement shall be permitted to be terminated a length above the tip equal to the lesser of 5 percent of the pile length and 33 percent of the length of the pile within rock or firm soil.

[2] In lieu of providing full length minimum flexural reinforcement, the deep foundation element shall be designed to withstand maximum imposed curvatures from the earthquake ground motions and structural response. Curvatures shall include free-field soil strains modified for soil-foundation-structure interaction coupled with foundation element deformations associated with earthquake loads imparted to the foundation by the structure. Minimum reinforced length shall not be less than the requirement for SDC D, E, or F; Site Class D.

[1] بالنسبة للخوازيق المغمورة بشكل جيد في تربة صلبة أو الصخور ، يُسمح بإنهاء التسليح بطول أعلى الرأس يساوي أقل من 5 بالمائة من طول الخازوق و 33 بالمائة من طول الخازوق داخل تربة الصلبة أو الصخور.

[2] بدلاً من توفير الحد الأدنى الكامل من تسليح الانحناء، يتم تصميم عنصر الأساس العميق لتحمل أقصى انحناءات مفروضة من حركات الزلازل الأرضية والاستجابة الانشائية. يجب أن تشمل الانحناءات على انفعالات التربة ذات اللحام الحر المعدلة للتفاعل بين التربة والأساس إلى جانب تشوهات عنصر الأساس المرتبطة بأحمال الزلازل المنقولة إلى الأساس بواسطة المنشأ. يجب ألا يقل الحد الأدنى للطول المسلح عن متطلبات SDC D أو E أو F ؛ فئة الموقع D.

## CODE

### الكود

**18.13.5.7.2** Minimum longitudinal and transverse reinforcement shall be provided along minimum reinforce lengths measured from the top of the pile in accordance with Table 18.13.5.7.1.

**18.13.5.7.2** يجب تقديم الحد الأدنى من التسليح الطولي والعرضي على أقل أطوال التسليح المقاسة من أعلى الخازوق وفقاً للجدول **18.13.5.7.1**.

**18.13.5.7.3** Longitudinal reinforcement shall extend at least the development length in tension beyond the flexural length of the pile, which is defined in Table 18.13.5.7.1 as the distance from the bottom of the pile cap to where  $0.4M_{cr} > M_u$ .

**18.13.5.7.3** يجب أن يمتد التسليح الطولي على الأقل طول التثبيت في الشد إلى ما بعد طول الانحناء للخازوق، والذي يتم تحديده في الجدول **18.13.5.7.1** كمسافة من أسفل تاج الخازوق إلى حيث  $M_{cr} > M_u \cdot 0.4$ .

### 18.13.5.8 Metal-cased concrete piles

#### 18.13.5.8 خوازيق خرسانية مغطاة بالمعدن

**18.13.5.8.1** For structures assigned to SDC C, D, E, or F, longitudinal reinforcement requirements and minimum reinforced lengths for metal-cased concrete piles shall be the same as for uncased concrete piles in 18.13.5.7.

**18.13.5.8.1** بالنسبة للمنشآت المخصصة لـ **SDC C** أو **D** أو **E** أو **F** ، يجب أن تكون متطلبات التسليح الطولي والحد الأدنى للأطوال المغمورة للخوازيق الخرسانية المغطاة بالمعدن هي نفسها بالنسبة للخوازيق الخرسانية الغير مغطاة في **18.13.5.7**.

**18.13.5.8.2** Metal-cased concrete piles shall have a spiralwelded metal casing of a thickness not less than 2 mm that is adequately protected from possible deleterious action due to soil constituents, changing water levels, or other factors indicated by boring records of site conditions.

**18.13.5.8.2** يجب أن يكون للخوازيق الخرسانية المغطاة بالمعدن غلاف معدني حلزوني بسمكة لا تقل عن 2 مم محمي بشكل كاف من الأعمال الضارة المحتملة بسبب مكونات التربة أو تغير مستويات المياه أو العوامل الأخرى المشار إليها بسجلات مملة لظروف الموقع.

### 18.13.5.9 Concrete-filled pipe piles

#### 18.13.5.9 خوازيق الأنابيب المغطاة بالخرسانة

**18.13.5.9.1** For structures assigned to SDC C, D, E or F, concrete-filled pipe piles shall have longitudinal reinforcement in the top of the pile with a total area of at least  $0.01A_g$  and with a minimum length within the pile equal to two times the required embedment length into the pile cap, but not less than the development length in tension of the reinforcement.

**18.13.5.9.1** بالنسبة للمنشآت المخصصة لـ **SDC C** أو **D** أو **E** أو **F** ، يجب أن يكون لخوازيق الأنابيب المغطاة بالخرسانة تسليح طولي في الجزء العلوي من الخازوق بمساحة إجمالية لا تقل عن  $0.01A_g$  ويحدد أدنى للطول داخل الخازوق يساوي ضعف طول الغرز المطلوب في تاج الخازوق، ولكن ليس أقل من طول التثبيت للتسليح في الشد.

## COMMENTARY

### التعليق

**R18.13.5.7.3** Reinforcement should extend  $\ell_d$  beyond the point where plain concrete is no longer adequate to resist the factored moment.

**R18.13.5.7.3** يجب أن يمتد التسليح إلى ما بعد النقطة التي لم تعد فيها الخرسانة العادية كافية لمقاومة العزم المصعد.

### R18.13.5.8 Metal-cased concrete piles

#### R18.13.5.8 خوازيق خرسانية مغطاة بالمعدن

**R18.13.5.8.2** Spiral-welded metal casing with the specified wall thickness provides confinement equivalent to closed ties or spirals required in an uncased concrete pile and eliminates the need for confinement ties.

**R18.13.5.8.2** غلاف معدني ملحوم حلزونيًا بسمك الجدار المحدد يوفر حصرًا مكافئًا للروابط المغلقة أو الحلزونات المطلوبة في خوازيق خرسانية غير مغلقة ويلغي الحاجة إلى روابط الحصر.

### R18.13.5.9 Concrete-filled pipe piles

#### R18.13.5.9 خوازيق الأنابيب المغطاة بالخرسانة

**R18.13.5.9.1** For resistance to uplift forces, concrete bond to the steel pipe is to be ignored in determining anchorage of the pile. Concrete shrinkage can be detrimental to bond, therefore shrinkage should be controlled, or force transfer via other methods such as headed studs or surface irregularities on the pipe should be considered. Reinforcement at the top of the pile is extended into the pile cap to tie the elements together and assist transfer of force to the pile cap.

**R18.13.5.9.1** لمقاومة قوى الرفع ، يجب تجاهل الترابط الخرساني بالأنابيب الفولاذية في تحديد تثبيت الخوازيق. يمكن أن يكون الانكماش الخرساني ضارًا للترابط ، وبالتالي يجب التحكم في الانكماش ، أو يجب النظر في نقل القوة عبر طرق أخرى مثل المسامير ذات رأس أو الاختلافات السطحية على الأنبوب. يمتد التسليح في الجزء العلوي من الخازوق إلى تاج الخازوق لربط العناصر معًا والمساعدة في نقل القوة إلى تاج الخازوق.

18.13.5.10 *Precast concrete piles*

18.13.5.10 خوازيق خرسانية مسبقة الصب

**18.13.5.10.1** For precast concrete driven piles, the length of transverse reinforcement provided shall be sufficient to account for potential variations in the elevation of pile tips.

**18.13.5.10.1** بالنسبة للخوازيق الخرسانية المدفوعة مسبقة الصب ، يجب أن يكون طول التسليح العرضي كافياً لمراعاة الاختلافات المحتملة في ارتفاع أطراف الخازوق.

**18.13.5.10.2** Precast nonprestressed concrete piles for structures assigned to SDC C shall satisfy (a) through (d):

- (a) Minimum longitudinal steel reinforcement ratio shall be 0.01.
- (b) Longitudinal reinforcement shall be enclosed within a minimum of No. 10 closed ties or 10 mm diameter spirals, for up to 500 mm diameter piles, and No. 13 closed ties or 13 mm diameter spirals, for larger diameter piles.
- (c) Spacing of transverse reinforcement within a distance of 3 times the least cross-sectional dimension of the pile from the bottom of the pile cap shall not exceed the lesser of 8 times the diameter of the smallest longitudinal bar and 150 mm.
- (d) Transverse reinforcement shall be provided throughout the length of the pile at a spacing not exceeding 150 mm.

**18.13.5.10.2** يجب أن تستوفي الخوازيق الخرسانية مسبقة الصب الغير مسبقة الاجهاد للمنشآت المخصصة لـ **SDC C** من (أ) إلى (د):

(أ) يجب أن تكون الحد الأدنى لنسبة حديد التسليح الطولي **0.01**.

(ب) يرفق التسليح الطولي ضمن الحد الأدنى من الروابط المغلقة رقم **10** أو الحلزونات ذات القطر **10** مم ، حتى خوازيق قطرها **500** مم ، والربط المغلق رقم **13** أو الحلزونات التي يبلغ قطرها **13** مم ، بالنسبة للخوازيق ذات القطر الأكبر.

(ج) يجب ألا يتجاوز تباعد التسليح العرضي على مسافة **3** أضعاف أقل بعد للمقطع العرضي للخازوق من أسفل تاج الخازوق أقل من **8** أضعاف قطر أصغر سيخ طولي و **150** ملم.

(د) يتم توفير التسليح العرضي على طول الخازوق على مسافات لا تتجاوز **150** مم.

**18.13.5.10.3** For structures assigned to SDC D, E, or F, precast nonprestressed concrete piles shall satisfy the requirements of 18.13.5.10.2 and the requirements for uncased cast-in-place or augered concrete piles in SDC D, E, or F in Table 18.13.5.7.1.

**18.13.5.10.3** بالنسبة للمنشآت المخصصة لـ **SDC D** أو **E** أو **F** ، يجب أن تستوفي الخوازيق الخرسانية مسبقة الصب الغير مسبقة الاجهاد متطلبات **18.13.5.10.2** ومتطلبات الخوازيق الخرسانية المصبوبة في الموقع الغير مغلفة أو المثقوبة في **SDC D** و **E** أو **F** في الجدول **18.13.5.7.1**.

R18.13.5.10 *Precast concrete piles*

R18.13.5.10 خوازيق خرسانية مسبقة الصب

**R18.13.5.10.1** The potential for driving precast piles to a tip elevation different than that specified in the construction documents should be considered when detailing the pile. If the pile reaches refusal at a shallower depth, a longer length of pile will need to be cut off. If this possibility is not foreseen, the length of transverse reinforcement required by these provisions may not be provided after the excess pile length is cut off.

**R18.13.5.10.1** يجب أن تؤخذ في الاعتبار إمكانية دفع الخوازيق مسبقة الصب إلى أقصى ارتفاع عن تلك المحددة في وثائق البناء عند تفصيل الخازوق. إذا وصلت الخوازيق إلى الرفض على عمق سطحي ، فستحتاج إلى تقطيع الخازوق على طول الخازوق. إن لم يكن يتوقع هذا الاحتمال، قد لا يتم توفير طول التسليح العرضي المطلوب من قبل هذه الأحكام بعد أن يتم تقطيع طول الخازوق الزائد.

**18.13.5.10.4** For structures assigned to SDC C, precast/prestressed concrete piles shall satisfy (a) and (b):

(a) If the transverse reinforcement consists of spirals or circular hoops, the volumetric ratio of transverse reinforcement,  $\rho_s$ , in the upper 6 m shall not be less than that calculated by Eq. (18.13.5.10.4a) or calculated from a more detailed analysis by Eq. (18.13.5.10.4b):

**18.13.5.10.4** بالنسبة للمنشآت المخصصة لـ **SDC C** ، يجب أن تستوفي الخوازيق الخرسانية مسبقة الاجهاد مسبقة الصب (أ) و (ب):  
(أ) إذا كان التسليح العرضي يتكون من حلزونات أو أطواق دائرية ، فإن النسبة الحجمية للتسليح العرضي  $\rho_s$  ، في الجزء العلوي من 6 أمتار يجب ألا تقل عن تلك المحسوبة بواسطة المعادلة (18.13.5.10.4a) أو محسوبة من تحليل أكثر تفصيلاً بواسطة المعادلة (18.13.5.10.4b):

$$0.15 \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) \quad (18.13.5.10.4a)$$

$$0.04 \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) \left( 2.8 + \frac{2.3P_u}{f'_c A_g} \right) \quad (18.13.5.10.4b)$$

and  $f_y$  shall not be taken greater than 690 MPa.

ولا يسمح ان تأخذ  $f_y$  أكبر من 690 ميجا باسكال.

(b) A minimum of one-half of the volumetric ratio of spiral reinforcement required by Eq. (18.13.5.10.4a) or Eq. (18.13.5.10.4b) shall be provided for the remaining length of the pile.

(ب) ما لا يقل عن نصف النسبة الحجمية للتسليح الحلزوني التي تتطلبها المعادلة (18.13.5.10.4a) أو المعادلة (18.13.5.10.4b) يتم توفيرها للطول المتبقي من الخازوق.

**R18.13.5.10.4(a)** In a study of minimum confinement reinforcement for prestressed concrete piles (Sritharan et al. 2016), the relationship between curvature ductility demand on prestressed piles and overall system ductility demand was considered in the context of all soil profiles identified in ASCE/SEI 7. It was concluded that Eq. (18.13.5.10.4b) results in adequate deformation capacity for structures assigned to SDC C. The factored axial force on a pile should be determined from Eq. (5.3.1c) and Eq. (5.3.1g) with 5.3.7 and 5.3.8 as applicable.

(R18.13.5.10.4) في دراسة الحد الأدنى لتسليح الحصر للخوازيق الخرسانية مسبقة الإجهاد (سريثاران وآخرون 2016) ، تم النظر في العلاقة بين طلب ليونة الانحناء على الخوازيق مسبقة الإجهاد والطلب الكليل لليونة النظام في سياق جميع أنماط التربة المحددة في ASCE / SEI 7. وخلص إلى أن المعادلة (18.13.5.10.4b) ينتج عنه سعة تشوه مناسبة للمنشآت المخصصة لـ SDC C. يجب تحديد القوة المحورية المصعدة على خازوق من المعادلة (5.3.1 ج) ومعادل (5.3.1 ج) مع 5.3.7 و 5.3.8 حسب الحاجة للتطبيق.



## CODE

### الكود

**18.13.5.10.5** For structures assigned to SDC D, E, or F, precast-prestressed concrete piles shall satisfy (a) through (e) and the ductile pile region shall be defined as the length of pile measured from the bottom of the pile cap to the point of zero curvature plus 3 times the least pile dimension, but not less than 10.5 m. If the total pile length in the soil is 10.5 m or less, the ductile pile region shall be taken as the entire length of the pile:

(a) In the ductile pile region, the center-to-center spacing of spirals or hoop reinforcement shall not exceed the least of 0.2 times the least pile dimension, 6 times the diameter of the longitudinal strand, and 150 mm.

(b) Spiral reinforcement shall be spliced by lapping one full turn, by welding, or by the use of a mechanical splice. If spiral reinforcement is lap spliced, the ends of the spiral shall terminate in a seismic hook. Mechanical and welded splices of deformed bars shall comply with 25.5.7.

(c) If the transverse reinforcement consists of spirals, or circular hoops, the volumetric ratio of transverse reinforcement,  $\rho_s$ , in the ductile pile region shall not be less than that calculated by Eq. (18.13.5.10.5a) or calculated from a more detailed analysis by Eq. (18.13.5.10.5b), and the required volumetric ratio shall be permitted to be obtained by providing an inner and outer spiral.

**18.13.5.10.5** بالنسبة للمنشآت المخصصة لـ SDC D أو E أو F ، يجب أن تستوفي الخوازيق الخرسانية مسبقة الصب ومسبقة الإجهاد من (أ) إلى (هـ) ويتم تحديد منطقة الليونة للخازوق على أنها طول الخازوق المقاس من أسفل الجزء السفلي لتاج الخازوق إلى نقطة انحناء صفر بالإضافة إلى 3 أضعاف البعد الأقل للخازوق ، ولكن ليس أقل من 10.5 م. إذا كان إجمالي طول الخازوق في التربة 10.5 م أو أقل ، تؤخذ منطقة الليونة للخازوق على طول كامل الخازوق: (أ) في منطقة الليونة للخازوق، يجب ألا يتجاوز التباعد بين تسليح الحلزونات أو الطوق ما لا يقل عن 0.2 مرة أقل بعد للخازوق ، و 6 أضعاف قطر السبيخ الطولي ، و 150 مم.

(ب) يجب توصيل التسليح الحلزوني عن طريق لف دورة واحدة كاملة ، عن طريق اللحام ، أو باستخدام توصيل ميكانيكي. إذا كان التسليح الحلزوني مقطوعاً في اللفة ، تنتهي أطراف الحلزون في خطاف زلزالي. تكون التوصيلات الميكانيكية والملحومة للأسياخ المحلزنة مطابقة للمواصفة 25.5.7.

(ج) إذا كان التسليح العرضي يتكون من حلزونات ، أو أطواق دائرية ، فإن النسبة الحجمية للتسليح العرضي  $\rho_s$  ، في منطقة الليونة للخازوق يجب ألا تقل عن تلك المحسوبة بواسطة المعادلة (18.13.5.10.5) (أ) محسوبة من تحليل أكثر تفصيلاً بواسطة المعادلة (18.13.5.10.5) (ب) ، ويسمح بالحصول على النسبة الحجمية المطلوبة من خلال توفير حلزونات داخلية وخارجية.

$$0.2 \left( \frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \quad (18.13.5.10.5a)$$

$$0.06 \left( \frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \left( 2.8 + \frac{2.3P_u}{f'_c A_g} \right) \quad (18.13.5.10.5b)$$

and  $f_{yt}$  shall not be taken as greater than 690 MPa.

ولا يجب أن تؤخذ  $f_{yt}$  و  $f_{yt}$  أكبر من 690 ميغا باسكال.

## COMMENTARY

### التعليق

**R18.13.5.10.5** Observed damage from earthquakes and concerns about the accuracy of calculated pile demands have led to prescriptive requirements for confinement of potential yielding regions of piles. The required confinement is intended to provide adequate ductility capacity for structures assigned to SDC D, E, and F (Sriharan et al. 2016).

**R18.13.5.10.5** أدى الدمار المرصود من الزلازل والمخاوف بشأن دقة متطلبات الخازوق المحسوبة إلى متطلبات إلزامية لحصر مناطق الخضوع المحتملة للخوازيق. الغرض من الحصر المطلوب هو توفير قدرة ليونة كافية للمنشآت المخصصة لـ SDC D و E و F (Sriharan et al. 2016).



(d) Outside of the ductile pile region, spiral or hoop reinforcement shall be provided with a volumetric ratio not less than one-half of that required within the ductile pile region, and the maximum spacing shall be in accordance with Table 13.4.5.6(b).

(e) If transverse reinforcement consists of rectangular hoops and crossties, the total cross-sectional area of lateral transverse reinforcement in the ductile region shall be the greater of Eq. (18.13.5.10.5c) and Eq. (18.13.5.10.5d). The hoops and crossties shall be equivalent to deformed bars not less than No. 10 in size, and rectangular hoop ends shall terminate at a corner with seismic hooks.

(د) خارج منطقة الليونة للخازوق، يتم توفير تسليح حلزوني او طوق بنسبة حجمية لا تقل عن نصف تلك المطلوبة داخل منطقة الليونة للخازوق ، ويجب أن يكون الحد الأقصى للمسافة وفقاً للجدول 13.4.5.6 ( ب ).  
(هـ) إذا كان التسليح العرضي يتكون من أطواق مستطيلة وروابط متقاطعة ، فإن المساحة الإجمالية للتسليح العرضي الجانبي للمقطع العرضي في منطقة الليونة تكون أكبر من المعادلة (18.13.5.10.5 ج) والمعادلة (18.13.5.10.5 د). يجب أن تكون الأطواق والروابط المتقاطعة متكافئة مع اسياخ محلزنة لا يقل حجمها عن رقم 10 ، وتنتهي نهايات الطوق المستطيلة عند زاوية بخطافات زلزالية.

$$A_{sh} = 0.3s b_c \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1.0 \right) \left( 0.5 + \frac{1.4P_u}{f'_c A_g} \right) \quad (18.13.5.10.5c)$$

$$A_{sh} = 0.12s b_c \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) \left( 0.5 + \frac{1.4P_u}{f'_c A_g} \right) \quad (18.13.5.10.5d)$$

and  $f_y$  shall not be taken as greater than 690 MPa.

ولا يجب أن تؤخذ  $f_y$  و  $f_y$  أكبر من 690 ميجا باسكال.

**18.13.5.10.6** For structures assigned to SDC C, D, E, or F, the maximum factored axial load for precast prestressed piles subjected to a combination of earthquake lateral force and axial load shall not exceed the following values:

(a)  $0.2 f'_c A_g$  for square piles

(b)  $0.4 f'_c A_g$  for circular or octagonal piles

**18.13.5.10.6** بالنسبة للمنشآت المخصصة لـ **SDC C** أو **D** أو **E** أو **F** ، يجب ألا يتجاوز الحد الأقصى للحمل المحوري المصعد للخوازيق مسبقة الاجهاد ومسبقة الصب المعرضة لتكوين من القوة الجانبية للزلازل والحمل المحوري القيم التالية:

(أ)  $0.2 A_g f'_c$  للخوازيق المربعة

(ب)  $0.4 A_g f'_c$  للخوازيق الدائرية أو الثمانية

**R18.13.5.10.6** The axial load in precast prestressed piles is limited to preclude spalling of the concrete cover prior to the pile section experiencing flexural cracking, as this will result in a significant loss in pile resistance (Sritharan et al. 2016).

**R18.13.5.10.6** يقتصر الحمل المحوري في الخوازيق مسبقة الاجهاد ومسبقة الصب على منع انقسام الغطاء الخرساني قبل تعرض مقطع الخازوق للتشقق الانحناء ، حيث سيؤدي ذلك إلى فقدان كبير في مقاومة الخازوق (Sritharan et al. 2016).

## CODE

### الكود

#### 18.13.6 Anchorage of piles, piers, and caissons

##### 18.13.6 تثبيت الخوازيق والركائز والقيسونات

**18.13.6.1** For structures assigned to SDC C, D, E, or F, the longitudinal reinforcement in piles, piers, or caissons resisting tension loads shall be detailed to transfer tension forces within the pile cap to supported structural members.

**18.13.6.1** بالنسبة للمنشآت المخصصة لـ **SDC C** أو **D** أو **E** أو **F** ، يجب تفصيل التسليح الطولي للخوازيق والركائز والقيسونات المقاومة لأحمال الشد لنقل قوى الشد داخل تاج الخازوق إلى العناصر الانشائية المدعومة.

**18.13.6.2** For structures assigned to SDC C, D, E, or F, concrete piles and concrete filled pipe piles shall be connected to the pile cap by embedding the pile reinforcement in the pile cap a distance equal to the development length or by the use of field-placed dowels anchored in the concrete pile. For deformed bars, the compression development length is used if the pile is in compression. In the case of uplift, the tension development length is used without reduction in length for excess reinforcement.

**18.13.6.2** بالنسبة للمنشآت المخصصة لـ **SDC C** أو **D** أو **E** أو **F** ، يجب توصيل الخوازيق الخرسانية وخوازيق الأنابيب المغطاة بالخرسانة بتاج الخوازيق عن طريق غرز تسليح الخوازيق في تاج الخوازيق مسافة مساوية لطول التثبيت أو بواسطة استخدام إشارات مثبتة فموضوعة موقعياً في الخازوق الخرساني. بالنسبة للأسياخ المحلزنة، يتم استخدام طول التثبيت للضغط إذا كان الخازوق في الضغط. في حالة الرفع ، يتم استخدام طول التثبيت للشد دون تقليل الطول لزيادة التسليح.

**18.13.6.3** For structures assigned to SDC D, E, or F, if tension forces induced by earthquake effects are transferred between pile cap or mat foundation and precast pile by reinforcing bars grouted or post-installed in the top of the pile, the grouting system shall have been demonstrated by testing to develop at least  $1.25f_y$  of the bar.

**18.13.6.3** بالنسبة للمنشآت المخصصة لـ **SDC D** أو **E** أو **F** ، إذا تم نقل قوى الشد الناتجة عن تأثيرات الزلازل بين تاج الخازوق أو اللبشة والخوازيق مسبقة الصب عن طريق الأسياخ المسلحة المثبتة أو لاحقة التثبيت في الجزء العلوي من الخازوق ، فإن الحقن يجب أن يكون نظام الحقن قد تم إثباته من خلال الاختبار لتثبيت ما لا يقل عن  $1.25f_y$  من السليخ.

## COMMENTARY

### التعليق

#### R18.13.6 Anchorage of piles, piers, and caissons

##### R18.13.6 تثبيت الخوازيق والركائز والقيسونات

**R18.13.6.1** A load path is necessary at pile caps to transfer tension forces from the reinforcing bars in the column or boundary element through the pile cap to the reinforcement of the pile or caisson. Examples of different types of pile connections to pile caps are available in ASCE/COPRI Standard for the Seismic Design of Piers and Wharves (61-14).

**R18.13.6.1** مسار الحمل ضروري في تاج الخوازيق لنقل قوى الشد من أسياخ التسليح في العمود أو العنصر الحدودي خلال تاج الخازوق إلى تسليح الخازوق أو القيسونات. تتوفر أمثلة على أنواع مختلفة من وصلات الخازوق بتاج الخازوق في معيار **ASCE / COPRI** للتصميم الزلزالي للركائز والأرصعة (61-14).

**R18.13.6.2** Development length is determined according to requirements of Chapter 25. Reductions in development length for calculated stresses less than  $f_y$  are not permitted, as indicated in 25.4.10.2. Full development of the pile longitudinal reinforcement into the pile cap is intended to enable the capacity of the pile to pile cap connection to meet or exceed the pile section strength.

**R18.13.6.2** يتم تحديد طول التثبيت وفقاً لمتطلبات الفصل 25. لا يُسمح بإجراء تخفيضات في طول التثبيت للإجهادات المحسوبة التي تقل عن  $f_y$  ، كما هو موضح في 25.4.10.2. إن التثبيت الكامل للتسليح الطولي للخازوق في تاج الخازوق يهدف إلى تمكين قدرة الخازوق على توصيل تاج الخازوق لتلبية أو تجاوز مقاومة مقطع الخازوق.

**R18.13.6.3** Grouted dowels in a blockout in the top of a precast concrete pile need to be developed, and testing is a practical means of demonstrating strength. Alternatively, reinforcing bars can be cast in the upper portion of the pile, exposed by chipping of concrete and mechanically spliced or welded to an extension.

**R18.13.6.3** تحتاج الإشارات اللاصقة في الانسداد في الجزء العلوي لخوازيق خرسانية مسبقة الصب إلى التثبيت ، ويعتبر الاختبار وسيلة عملية لإثبات المقاومة. بدلاً من ذلك ، يمكن صب أسياخ التسليح في الجزء العلوي من الخازوق، وتتعرض شطف الخرسانة وتوصيلها ميكانيكياً أو لحامها إلى التمدد.

**18.14—Members not designated as part of the seismic-force-resisting system**

18.14 - العناصر الغير مصممة كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية  
18.14.1 Scope

**18.14.1 المجال**

**18.14.1.1** This section shall apply to members not designated as part of the seismic-force-resisting system in structures assigned to SDC D, E, and F.

**18.14.1.1** ينطبق هذا القسم على العناصر الغير مصممة كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية في المنشآت المخصصة إلى SDC D و E و F.

**18.14.2 Design actions****18.14.2 إجراءات التصميم**

**18.14.2.1** Members not designated as part of the seismic force resisting system shall be evaluated for gravity load combinations of 5.3 including the effect of vertical ground motion acting simultaneously with the design displacement  $\delta_u$ .

**18.14.2.1** يجب تقييم العناصر الغير مصممة كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية لتراكيب الحمل الراسي في 5.3 بما في ذلك تأثير الحركة الأرضية الرأسية التي تعمل في وقت واحد مع الإزاحة التصميمية  $\delta_u$ .

**18.14.3 Cast-in-place beams, columns, and joints****18.14.3 الكمرات والأعمدة والمفاصل المصبوبة في الموقع**

**18.14.3.1** Cast-in-place beams and columns shall be detailed in accordance with 18.14.3.2 or 18.14.3.3 depending on the magnitude of moments and shears induced in those members when subjected to the design displacement  $\delta_u$ . If effects of  $\delta_u$  are not explicitly checked, the provisions of 18.14.3.3 shall be satisfied.

**18.14.3.1** يجب أن يتم تفصيل الكمرات والأعمدة المصبوبة في الموقع طبقاً للمواصفة 18.14.3.2 أو 18.14.3.3 وفقاً لحجم العزوم والقص التي يحدثها هؤلاء العناصر عند تعرضها للإزاحة التصميمية  $\delta_u$ . إذا لم يتم فحص تأثيرات  $\delta_u$  بشكل صريح، يجب استيفاء أحكام 18.14.3.3.

**R18.14—Members not designated as part of the seismic-force-resisting system**

This section applies only to structures assigned to SDC D, E, or F. For those SDCs, all structural members not designated as a part of the seismic-force-resisting system are required to be designed to support gravity loads while subjected to the design displacement. For concrete structures, the provisions of this section satisfy this requirement for columns, beams, slabs, and wall piers of the gravity system. Provision 18.14.6 defines the load and displacement combinations that must be considered. Design displacement is defined in Chapter 2. Models used to determine design displacement of buildings should be chosen to produce results that conservatively bound the values expected during the design earthquake and should include, as appropriate, effects of concrete cracking, foundation flexibility, and deformation of floor and roof diaphragms. The provisions of 18.14 are intended to enable ductile flexural yielding of columns, beams, slabs, and wall piers under the design displacement, by providing sufficient confinement and shear strength in elements that yield.

**R.18.14 - العناصر الغير مصممة كجزء من نظام مقاومة القوة****الزلزالية**

ينطبق هذا القسم فقط على المنشآت المخصصة لـ SDC D أو E أو F، بالنسبة لـ SDC هذه، يجب تصميم جميع العناصر الإنشائية الغير مصممة كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية لدعم الأحمال الرأسية أثناء تعرضهم للإزاحة التصميمية. بالنسبة للمنشآت الخرسانية، تلي أحكام هذا القسم هذه المتطلبات للأعمدة والكمرات والبلاطات وركائز الجدران في نظام الجاذبية. يحدد البند 18.14.6 تراكيب الحمل والإزاحة التي يجب أخذها بعين الاعتبار. يتم تحديد الإزاحة التصميمية في الفصل 2. يجب اختيار النماذج المستخدمة لتحديد الإزاحة التصميمية للمباني لإنتاج نتائج ترتبط بشكل متكرر بالقيم المتوقعة أثناء الزلازل التصميمية ويجب أن تتضمن، حسب المناسب، تأثيرات تشقق الخرسانة ومرونة الأساسات، وتشوهات الاغشية للأرضيات والسقوف. وتهدف أحكام 18.14 إلى تمكين خضوع الانحناء اللين للأعمدة، والكمرات، والبلاطات، وركائز الجدران تحت الإزاحة التصميمية، من خلال توفير الحصر الكافي ومقاومة القص في العناصر التي تخضع.

**R18.14.3 Cast-in-place beams, columns, and joints****R18.14.3 الكمرات والأعمدة والمفاصل المصبوبة في الموقع**

**R18.14.3.1** Cast-in-place columns and beams are assumed to yield if the combined effects of factored gravity loads and design displacements exceed the strengths specified, or if the effects of design displacements are not calculated. Requirements for transverse reinforcement and shear strength vary with member type and whether the member yields under the design displacement.

يفترض أن تخضع الأعمدة والكمرات المصبوبة في الموقع إذا كانت التأثيرات المركبة للأحمال الرأسية المصعدة والإزاحات التصميمية تتجاوز المقاومة المحددة، أو إذا لم يتم حساب تأثيرات الإزاحة التصميمية. تختلف متطلبات التسليح العرضي ومقاومة القص حسب نوع العنصر وعما إذا كان العنصر يخضع تحت الإزاحة التصميمية.

**18.14.3.2** Where the induced moments and shears do not exceed the design moment and shear strength of the frame member, (a) through (c) shall be satisfied:

**18.14.3.2** عندما لا تتجاوز العزوم والقص الناتجة العزم التصميمي ومقاومة القص لعنصر الإطار، (أ) إلى (ج) يجب أن تستوفي:

(a) Beams shall satisfy 18.6.3.1. Transverse reinforcement shall be provided throughout the length of the beam at spacing not to exceed  $2d$ . Where factored axial force exceeds  $A_g f_c' / 10$ , transverse reinforcement shall be hoops satisfying 18.7.5.2 at a spacing not to exceed the lesser of  $6db$  of the smallest enclosed longitudinal bar and 150 mm.

(b) Columns shall satisfy 18.7.4.1 and 18.7.6. Spiral reinforcement satisfying 25.7.3 or hoop reinforcement satisfying 25.7.4 shall be provided over the full length of the column with spacing not to exceed the lesser of  $6db$  of the smallest enclosed longitudinal bar and 150 mm. Transverse reinforcement satisfying 18.7.5.2(a) through (e) shall be provided over a length  $\ell_o$ , as defined in 18.7.5.1, from each joint face.

(c) Columns with factored gravity axial forces exceeding  $0.35P_o$  shall satisfy 18.14.3.2(b) and 18.7.5.7. The minimum amount of transverse reinforcement provided shall be, for rectilinear hoops, one-half the greater of Table 18.7.5.4 parts (a) and (b) and, for spiral or circular hoops, one-half the greater of Table 18.7.5.4 parts (d) and (e). This transverse reinforcement shall be provided over a length  $\ell_o$ , as defined in 18.7.5.1, from each joint face.

(d) Joints shall satisfy Chapter 15.

(أ) تستوفي الكمرات **18.6.3.1**. يتم توفير التسليح العرضي خلال طول الكمرة عند مسافة لا تتجاوز  $d / 2$  عندما تتجاوز القوة المحورية المصعدة  $A_g f_c$   $10 /$  ، يجب أن يكون التسليح العرضي أطواقاً تفي بـ **18.7.5.2** على مسافة لا تتجاوز أقل من  $6db$  من أصغر سيخ طولي مغلق و 150 مم.

(ب) يجب أن تستوفي الأعمدة **18.7.4.1** و **18.7.6**. يجب تقديم التسليح الحلزوني الذي يستوفي **25.7.3** أو التسليح الطوقي الذي يستوفي **25.7.4** على كامل طول العمود مع تباعد لا يتجاوز أقل من  $6db$  من أصغر سيخ طولي مغلق و 150 مم تسليح عرضي يستوفي **18.7.5.2** (أ) من خلال (هـ) على طول  $\ell_o$  ، كما هو مذكور في **18.7.5.1** ، عند كل وجه للمفصل.

(ج) يجب أن تستوفي الأعمدة ذات القوى المحورية الراسية المصعدة التي تزيد عن  $0.35P_o$  **18.14.3.2** (ب) و **18.7.5.7**. يجب أن يكون الحد الأدنى من التسليح العرضي المتوفر، للأطواق المستقيمة ، نصف الجزء الأكبر من الجدول **18.7.5.4** الأجزاء (أ) و (ب) ، للحلزونيات أو الأطواق الدائرية ، نصف أكبر من الجدول **18.7.5.4** الأجزاء (د) و (هـ). يتم توفير هذا التسليح العرضي بطول  $\ell_o$  ، كما هو محدد في **18.7.5.1** ، عند كل وجه للمفصل.

(د) يجب أن تستوفي المفصلات الفصل 15.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**18.14.3.3** Where the induced moments or shears exceed  $\phi M_n$  or  $\phi V_n$  of the frame member, or if induced moments or shears are not calculated, (a) through (d) shall be satisfied:

(a) Materials, mechanical splices, and welded splices shall satisfy the requirements for special moment frames in 18.2.5 through 18.2.8.

(b) Beams shall satisfy 18.14.3.2 (a) and 18.6.5.

(c) Columns shall satisfy 18.7.4, 18.7.5, and 18.7.6.

(d) Joints shall satisfy 18.4.4.1.

**18.14.3.3** عندما تتجاوز العزوم أو القص الناتجة لا يتم حساب  $\phi M_n$  أو  $\phi V_n$  لعنصر الإطار ، أو إذا تم حساب العزم أو القص الناتج ، (أ) من خلال (د) يجب أن تلبى المواد والتوصيلات الميكانيكية والمحمومة متطلبات إطارات

العزوم الخاصة في 18.2.5 حتى 18.2.8.

(ب) يجب أن تستوفي الكمرات 18.14.3.2 (أ) و 18.6.5.

(ج) يجب أن تحقق الأعمدة 18.7.4 و 18.7.5 و 18.7.6.

(د) يجب أن تستوفي المفاصل 18.4.4.1.

### 18.14.4 Precast beams and columns

#### 18.14.4 الكمرات والأعمدة مسبقة الصب

**18.14.4.1** Precast concrete frame members assumed not to contribute to lateral resistance, including their connections, shall satisfy (a) through (d):

(a) Requirements of 18.14.3

(b) Ties specified in 18.14.3.2 (b) over the entire column height, including the depth of the beams

(c) Structural integrity reinforcement, in accordance with 4.10

(d) Bearing length at the support of a beam shall be at least 50 mm longer than determined from 16.2.6.

**18.14.4.1** يفترض عناصر إطار خرساني مسبق الصب لا تساهم في المقاومة الجانبية، بما في ذلك توصيلاتهم، (أ) خلال (د):

(أ) متطلبات 18.14.3

(ب) الروابط المحددة في البند 18.14.3.2 (ب) على الطول الكامل للعمود، بما في ذلك عمق الكمرات.

(ج) تسليح الاغشية الانشائية، وفقاً للفقرة 4-10

(د) يجب أن يكون طول التحميل عند دعم الكمرات 50 مم على الأقل أطول مما هو محدد من 16.2.6.

### R18.14.4 Precast beams and columns

#### R18.14.4 الكمرات والأعمدة مسبقة الصب

**R18.14.4.1** Damage to some buildings with precast concrete gravity systems during the 1994 Northridge earthquake was attributed to several factors addressed in this section. Columns should contain ties over their entire height, frame members not proportioned to resist earthquake forces should be tied together, and longer bearing lengths should be used to maintain integrity of the gravity system during ground motion. The 50 mm increase in bearing length is based on an assumed 4 percent story drift ratio and 1.3 m beam depth, and is considered to be conservative for the ground motions expected for structures assigned to SDC D, E, or F. In addition to this provision, precast frame members assumed not to contribute to lateral resistance should also satisfy the requirements for cast-in-place construction addressed in 18.14.3, as applicable.

**R18.14.4.1** ونُسبت الأضرار التي لحقت ببعض المباني ذات أنظمة خرسانية رأسية مسبقة الصب خلال زلزال نورثريدج عام 1994 إلى عدة عوامل تناولها هذا القسم. ينبغي أن تحتوي الأعمدة على روابط على ارتفاعها بالكامل، ويجب أن يكون عناصر الإطار غير متناسبة مع مقاومة قوى الزلازل مرتبطة ببعضهما البعض، ويجب استخدام أطوال تحميل كبيرة للحفاظ على سلامة النظام الرأسي أثناء الحركة الأرضية. وتعتمد الزيادة في طول التحميل بمقدار 50 ملم على نسبة أراحة الطابق مفترضة تبلغ 4٪ و 1.3 متر عمق الكمرات، ويعتبر متحفظاً للحركات الأرضية المتوقعة للمنشآت المخصصة لـ SDC D أو E أو F. بالإضافة إلى هذا الحكم، يجب على عناصر الإطار مسبق الصب التي يفترض عدم المساهمة في المقاومة الجانبية أيضاً تلبية متطلبات البناء المصبوب في الموقع في 18.14.3، حسب الحاجة للتطبيق.



### 18.14.5 Slab-column connections

#### 18.14.5 وصلات بلاطة - عمود

**18.14.5.1** For slab-column connections of two-way slabs without beams, slab shear reinforcement satisfying the requirements of 18.14.5.3 and either 8.7.6 or 8.7.7 shall be provided at any slab critical section defined in 22.6.4.1 for the following conditions:

- (a) Nonprestressed slabs where  $\Delta x / h_{sx} \geq 0.035 - 0.05 v_{uv} / (\phi v_c)$
- (b) Unbonded post-tensioned slabs with  $f_{pc}$  in each direction meeting the requirements of 8.6.2.1, where  $\Delta x / h_{sx} \geq 0.040 - 0.05 v_{uv} / (\phi v_c)$

**18.14.5.1** بالنسبة لوصلات بلاطة - عمود للبلاطات ثنائية الاتجاه بدون كمرات ، يجب توفير تسليح قص البلاطة التي تلي متطلبات 18.14.5.3 وإما 8.7.6 أو 8.7.7 في أي مقطع خرج للبلاطة محدد في 22.6.4.1 وفقاً للشروط:

- (أ) بلاطات غير مسبقة الاجهاد حيث  $\Delta x / h_{sx} \geq 0.035 - 0.05 v_{uv} / (\phi v_c)$
- (ب) بلاطات لاحقة الشد الغير مترابطة مع  $f_{pc}$  في كل اتجاه تفي بمتطلبات 8.6.2.1 ، حيث  $\Delta x / h_{sx} \geq 0.040 - 0.05 v_{uv} / (\phi v_c)$

The load combinations to be evaluated for  $v_{uv}$  shall only include those with  $E$ . The value of  $(\Delta x / h_{sx})$  shall be taken as the greater of the values of the adjacent stories above and below the slab-column connection,  $v_c$  shall be calculated in accordance with 22.6.5; and, for unbonded post-tensioned slabs, the value of  $V_p$  shall be taken as zero when calculating  $v_c$ .

يجب أن تتضمن تراكيب الحمل التي سيتم تقييمها لـ  $v_{uv}$  فقط تلك التي تحتوي على  $E$ . يجب أن تؤخذ قيمة  $(\Delta x / h_{sx})$  كقيمة أكبر للطوابق المجاورة أعلى وأسفل اتصال بلاطة - عمود، يتم حساب  $v_c$  وفقاً لـ 22.6.5 ؛ وبالنسبة للبلاطات لاحقة الشد الغير مترابطة، تؤخذ قيمة  $V_p$  صفر عند حساب  $v_c$ .

**18.14.5.2** The shear reinforcement requirements of 18.14.5.1 need not be satisfied if (a) or (b) is met:

- (a)  $\Delta x / h_{sx} \leq 0.005$  for nonprestressed slabs
- (b)  $\Delta x / h_{sx} \leq 0.01$  for unbonded post-tensioned slabs with  $f_{pc}$  in each direction meeting the requirements of 8.6.2.1

**18.14.5.2** لا يلزم تلبية متطلبات تسليح القص الواردة في 18.14.5.1 إذا تم استيفاء (أ) أو (ب):  
(أ)  $\Delta x / h_{sx} \leq 0.005$  (للبلطات الغير مسبقة الاجهاد)  
(ب)  $\Delta x / h_{sx} \leq 0.01$  (للبلطات لاحقة الشد الغير مترابطة مع  $f_{pc}$  في كل اتجاه تفي بمتطلبات 8.6.2.1

**18.14.5.3** Required slab shear reinforcement shall provide  $v_s \geq 0.29 \sqrt{f'_c}$  at the slab critical section and shall extend at least four times the slab thickness from the face of the support adjacent to the slab critical section.

**18.14.5.3** يجب توفير تسليح قص البلاطة المطلوب  $v_s \geq 0.29 \sqrt{f'_c}$  في المقطع الحرج للبلاطة ويجب أن يمتد على الأقل أربعة أضعاف سمك البلاطة من وجه الركيزة المجاور للمقطع الحرج للبلاطة.

### R18.14.5 Slab-column connections

#### R18.14.5 وصلات بلاطة - عمود

**R18.14.5.1** Provisions for shear reinforcement at slab-column connections are intended to reduce the likelihood of slab punching shear failure if the design story drift ratio exceeds the value specified. No calculation of induced moments is required, based on research (Megally and Ghali 2002; Moehle 1996) that identifies the likelihood of punching shear failure considering the story drift ratio and shear stress due to gravity loads without moment about the slab critical section. Figure R18.14.5.1 illustrates the requirement. The requirement can be satisfied by adding slab shear reinforcement, increasing slab thickness, changing the design to reduce the design story drift ratio, or a combination of these. If column capitals, drop panels, shear caps, or other changes in slab thickness are used, the requirements of 18.14.5 are evaluated at all potential critical sections, as required by 22.6.5.1.

**R18.14.5.1** الغرض من أحكام تسليح القص عند وصلات عمود - بلاطة هو تقليل احتمال حدوث انهيار القص الثنائي للبلاطة في حالة إذا تجاوزت نسبة الازاحة التصميمية للطابق القيمة المحددة. لا يتطلب حساب العزوم الناتجة، استناداً إلى البحث (Megally و Ghali 2002؛ Moehle 1996) أن يبرح احتمال حدوث انهيار القص الثنائي، مع الأخذ بعين الاعتبار نسبة الازاحة الطابقية وأجهاد القص بسبب الاحمال الرأسية بدون عزوم حول المقطع الحرج للبلاطة. يوضح الشكل R.14.14.5.1 المتطلبات. يمكن تلبية المتطلبات بإضافة تسليح القص للبلاطة، زيادة سماكة البلاطة، تغيير التصميم لتقليل نسبة الازاحة التصميمية للطابق، أو مزيج من هذه. إذا تم استخدام تاج الأعمدة، أو البلاطات المسقطة، أو تاج القص، أو غيرها من التغييرات في سمك البلاطة، فإن متطلبات يتم تقييم 18.14.5 في جميع المقاطع الحرجة المحتملة، كما هو مطلوب في 22.6.5.1.

Post-tensioned slab-column connections with  $f_{pc}$  in each direction not meeting the requirements of 8.6.2.1 can be designed as nonprestressed slab-column connections in accordance with 8.2.3.

يمكن تصميم وصلات بلاطة - عمود لاحقة الشد مع  $f_{pc}$  في كل اتجاه والتي لا تلي متطلبات 8.6.2.1 كوصلات بلاطة - عمود الغير مسبقة الاجهاد وفقاً لـ 8.2.3.

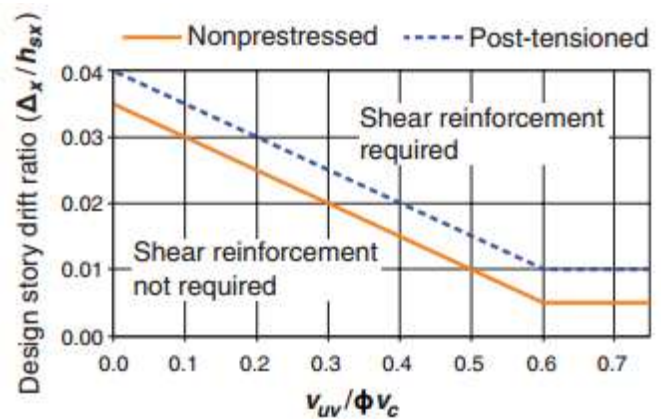


Fig. R18.14.5.1—Illustration of the criteria of 18.14.5.1.

الشكل 18.14.5.1 - توضيح معايير 18.14.5.1.



#### 18.14.6 Wall piers

#### 18.14.6 ركانز الجدران

**18.14.6.1** Wall piers not designated as part of the seismic-force-resisting system shall satisfy the requirements of 18.10.8. Where the general building code includes provisions to account for overstrength of the seismic-force-resisting system, it shall be permitted to calculate the design shear force as  $\Omega_o$  times the shear induced under design displacements,  $\Delta_u$ .

**18.14.6.1** يجب أن تستوفي ركانز الجدران الغير مصممة كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية متطلبات 18.10.8. حيث يشتمل كود البناء العام على أحكام لحساب المقاومة الزائدة في نظام مقاومة القوى الزلزالية، يجب أن يسمح بحساب قوة القص التصميمية كـ  $\Omega_o$  مرات التي يحدث فيها القص تحت الازاحة التصميمية،  $\Delta_u$ .

#### R18.14.6 Wall piers

#### R18.14.6 ركانز الجدران

**R18.14.6.1** Section 18.10.8 requires that the design shear force be determined according to 18.7.6.1, which in some cases may result in unrealistically large forces. As an alternative, the design shear force can be determined as the product of an overstrength factor and the shear induced when the wall pier is displaced by  $\Delta_u$ . The overstrength factor  $\Omega_o$  included in FEMA P749, ASCE/SEI 7, and the 2012 IBC can be used for this purpose.

**R18.14.6.1** يستدعي القسم 18.10.8 أن يتم تحديد قوة القص التصميمية وفقاً لـ 18.7.6.1، التي قد تؤدي في بعض الحالات إلى قوى كبيرة غير واقعية. وكبديل، يمكن تحديد قوة القص التصميمية على أنها ناتج معامل زيادة المقاومة والقص الناجم عندما يتم أزاحة ركيزة الجدار بواسطة  $\Delta_u$ . يمكن استخدام معامل الزيادة في المقاومة المتضمن في FEMA P749 و ASCE / SEI 7 و IBC 2012 لهذا الغرض.

### CHAPTER 19—CONCRETE: DESIGN AND DURABILITY REQUIREMENTS

#### الفصل 19 - الخرسانة: متطلبات التصميم والمتانة

—19.1 Scope

#### 19.1 المجال

19.1.1 This chapter shall apply to concrete, including:

- (a) Properties to be used for design
- (b) Durability requirements

**19.1.1** ينطبق هذا الفصل على الخرسانة ، بما في ذلك:  
(أ) الخصائص لاستخدامها في التصميم  
(ب) متطلبات المتانة

**19.1.2** This chapter shall apply to durability requirements for grout used for bonded tendons in accordance with 19.4.

**19.1.2** يطبق هذا الفصل على متطلبات المتانة من أجل التثبيت المستخدم في كابلات الشد المترابطة وفقاً لـ 19.4.

### R19—CONCRETE: DESIGN AND DURABILITY REQUIREMENTS

#### R19 - الخرسانة: متطلبات التصميم والمتانة

## 19.2 Concrete design properties

## 19.2 خصائص التصميم الخرسانية

## R19.2—Concrete design properties

## R19.2 - خصائص التصميم الخرساني

## 19.2.1 Specified compressive strength

## 19.2.1 مقاومة الضغط المحددة

19.2.1.1 The value of  $f_c'$  shall be in accordance with (a) through (d):

- Limits for  $f_c'$  in Table 19.2.1.1. Limits apply to both normalweight and lightweight concrete.
- Durability requirements in Table 19.3.2.1
- Structural strength requirements
- $f_c'$  for lightweight concrete in special moment frames and special structural walls, and their foundations, shall not exceed 35 MPa, unless demonstrated by experimental evidence that members made with lightweight concrete provide strength and toughness equal to or exceeding those of comparable members made with normalweight concrete of the same strength.

19.2.1.1 يجب أن تكون قيمة  $f_c'$  مطابقة لـ (أ) حتى (د):

(أ) حدود  $f_c'$  في الجدول 19.2.1.1. تنطبق الحدود على الخرسانة العادية والوزن الخفيف.

(ب) متطلبات المتانة في الجدول 19.3.2.1

(ج) متطلبات المقاومة الإنشائية (د)  $f_c'$  (للخرسانة خفيفة الوزن في إطارات العزوم الخاصة والجدران الإنشائية الخاصة وأساساتها، يجب ألا يتجاوز 35 ميغا باسكال، ما لم يثبت الدليل التجريبي أن العناصر المصنوعة من الخرسانة خفيفة الوزن توفر المقاومة والمتانة التي تساوي أو تتجاوز تلك العناصر القابلة للمقارنة مصنوعة من الخرسانة العادية ذات المقاومة نفسها.

Table 19.2.1.1—Limits for  $f_c'$ الجدول 19.2.1.1 - حدود  $f_c'$ 

Application	Minimum $f_c'$ , MPa
General	17
Foundations for structures assigned to SDC A, B, or C	17
Foundations for Residential and Utility use and occupancy classification with stud bearing wall construction two stories or less assigned to SDC D, E, or F	17
Foundations for structures assigned to SDC D, E, or F other than Residential and Utility use and occupancy classification with stud bearing wall construction two stories or less	21
Special moment frames	21
Special structural walls with Grade 420 or 550 reinforcement	21
Special structural walls with Grade 690 reinforcement	35
Precast-nonprestressed driven piles	28
Drilled shafts	28
Precast-prestressed driven piles	35

19.2.1.2 The specified compressive strength shall be used for proportioning of concrete mixtures in 26.4.3 and for testing and acceptance of concrete in 26.12.3.

19.2.1.2 يجب استخدام مقاومة الضغط المحددة لنسب الخلطات الخرسانية في 26.4.3 ولاختبار وقبول الخرسانة في 26.12.3.

## R19.2.1 Specified compressive strength

Requirements for concrete mixtures are based on the philosophy that concrete should provide both adequate strength and durability. The Code defines a minimum value of  $f_c'$  for structural concrete. There is no limit on the maximum value of  $f_c'$  except as required by specific Code provisions. Concrete mixtures proportioned in accordance with 26.4.3 should achieve an average compressive strength that exceeds the value of  $f_c'$  used in the structural design calculations. The amount by which the average strength of concrete exceeds  $f_c'$  is based on statistical concepts. When concrete is designed to achieve a strength level greater than  $f_c'$ , it ensures that the concrete strength tests will have a high probability of meeting the strength acceptance criteria in 26.12.3. The durability requirements prescribed in Table 19.3.2.1 are to be satisfied in addition to meeting the minimum  $f_c'$  of 19.2.1. Under some circumstances, durability requirements may dictate a higher  $f_c'$  than that required for structural purposes. Available test data do not include lower strength concrete with Grade 690 reinforcement in special structural walls (refer to R18.2.6). For design of special moment frames and special structural walls used to resist earthquake forces, the Code limits the maximum  $f_c'$  of lightweight concrete to 35 MPa. This limit is imposed primarily because of a paucity of experimental and field data on the behavior of members made with lightweight concrete subjected to displacement reversals in the nonlinear range. Minimum concrete strengths are increased for special seismic systems with  $f_y > 550$  MPa to enhance bar anchorage and reduce the neutral axis depth for improved performance. The Code also limits  $f_c'$  for design of anchors to concrete. The requirements are in 17.3.1.

## R19.2.1 مقاومة الضغط المحددة

تستند متطلبات الخلطات الخرسانية إلى الفلسفة القائلة بأن الخرسانة يجب أن توفر المقاومة والمتانة الكافيتين. يحدد الكود الحد الأدنى لقيمة  $f_c'$  للخرسانة الإنشائية. لا يوجد حد أقصى لقيمة  $f_c'$  باستثناء ما هو مطلوب بموجب أحكام كود المواصفات المحددة. يجب أن تحقق الخلطات الخرسانية المتوافقة مع 26.4.3 متوسط مقاومة الضغط التي تتجاوز قيمة  $f_c'$  المستخدمة في حسابات التصميم الإنشائي. الكمية التي تتجاوز فيها متوسط مقاومة الخرسانة  $f_c'$  يعتمد على المفاهيم الإحصائية. عندما يتم تصميم الخرسانة لتحقيق مستوى مقاومة أكبر من  $f_c'$ ، فإنه يضمن أن تكون اختبارات مقاومة الخرسانة ذات احتمالية عالية لتلبية معايير قبول المقاومة في 26.12.3. يجب استيفاء متطلبات المتانة المنصوص عليها في الجدول 19.3.2.1 بالإضافة إلى تلبية الحد الأدنى من  $f_c'$  البالغ 19.2.1. في بعض الحالات، قد تملئ متطلبات المتانة مستوى أعلى من ذلك المطلوب للأغراض الإنشائية. لا تشمل بيانات الاختبار المتاحة على الخرسانة منخفضة المقاومة مع تسليح من الدرجة 690 في الجدران الإنشائية الخاصة (راجع R18.2.6) من أجل تصميم إطارات العزوم الخاصة والجدران الإنشائية الخاصة المستخدمة لمقاومة قوى الزلازل، يحدد الكود الحد الأقصى للخرسانة  $f_c'$  من الخرسانة الخفيفة إلى 35 ميغا باسكال. يُفرض هذا الحد في المقام الأول بسبب قلة البيانات التجريبية والبيانات الميدانية حول سلوك العناصر المصنوعة من الخرسانة خفيفة الوزن المعرضة لانعكاسات الإزاحة في المجال الغير خطي. يتم زيادة الحد الأدنى من مقاومة الخرسانة للأنظمة الزلزالية الخاصة مع  $f_y > 550$  ميغا باسكال لتعزيز تثبيت السليخ وتقليل عمق المحاور المحايد لتحسين الأداء. يحدد الكود أيضًا  $f_c'$  لتصميم المسامير في الخرسانة. المتطلبات في 17.3.1.

## CODE

### الكود

**19.2.1.3** Unless otherwise specified,  $f_c'$  shall be based on 28-day tests. If other than 28 days, test age for  $f_c'$  shall be indicated in the construction documents.

**19.2.1.3** ما لم ينص على خلاف ذلك ، يجب أن تستند  $F_c$  على اختبارات 28 يوماً. في حالة عدم وجود 28 يوماً ، يجب الإشارة إلى عمر الاختبار الخاص بـ  $f_c'$  في وثائق الإنشاء.

## 19.2.2 Modulus of elasticity

### 19.2.2 معامل المرونة

**19.2.2.1** Modulus of elasticity,  $E_c$ , for concrete shall be permitted to be calculated as (a) or (b):

**19.2.2.1** يسمح باستخدام معامل المرونة،  $E_c$  ، للخرسانة على النحو التالي (أ) أو (ب):

(a) For values of  $w_c$  between 1440 and 2560 kg/m<sup>3</sup>

$$E_c = w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f_c'} \text{ (in MPa)} \quad (19.2.2.1.a)$$

(b) For normalweight concrete

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'} \text{ (in MPa)} \quad (19.2.2.1.b)$$

## COMMENTARY

### التعليق

## R19.2.2 Modulus of elasticity

### R19.2.2 معامل المرونة

**R19.2.2.1** Equations in 19.2.2.1 provide an estimate of  $E_c$  for general design use. Studies leading to the expression for  $E_c$  of concrete are summarized in Pauw (1960), where  $E_c$  is defined as the slope of the line drawn from a stress of zero to 45 percent of the compressive strength using the stress-strain curve of the concrete. This definition is slightly different than the definition in ASTM C469. ASTM C469 defines  $E_c$  using 40 percent of the compressive strength. The modulus of elasticity is sensitive to a number of variables including aggregate type, concrete constituents, mixture proportions, bond between paste and aggregate, and the age of the concrete. This sensitivity, coupled with the inherent variability in the properties of the constituent materials and quality control exercised during construction, can result in differences between measured and calculated values for deflection, drift, periods of vibration, and other quantities that depend on  $E_c$ . Refer to ACI 435R for more information on the use of  $E_c$ , especially when used in deflection calculations. Modulus of elasticity determined by calculation using the Code equations has been shown to be appropriate for most applications based on many years of use. For some applications, however, these equations may not provide sufficiently accurate estimates of actual values. Larger differences between measured and calculated values of  $E_c$  have been observed for high-strength concrete ( $f_c' > 55$  MPa), lightweight concrete, and for mixtures with low coarse aggregate volume, as can occur with self-consolidating concrete. Refer to ACI 363R, ACI 213R, and ACI 237R for more information.

**R19.2.2.1** توفر المعادلات الواردة في 19.2.2.1 تقديراً لـ  $E_c$  لاستخدام التصميم العام. تم تلخيص الدراسات التي تؤدي إلى التعبير عن  $E_c$  من الخرسانة في Pauw (1960) ، حيث يتم تحديد  $E_c$  كمعدل الخط المرسوم من إجهاد من صفر إلى 45 بالمائة من مقاومة الضغط باستخدام منحنى الإجهاد والانفعال للخرسانة. يختلف هذا التعريف قليلاً عن هذا الموجود في ASTM C469. تقوم ASTM C469 بتعريف  $E_c$  باستخدام 40 بالمائة من مقاومة الضغط. يعتبر معامل المرونة حساساً لعدد من المتغيرات بما في ذلك نوع الركام، والمكونات الخرسانية ، ونسب الخلط ، والترابط بين المعجون والركام ، وعمر الخرسانة. هذه الحساسية ، إلى جانب الاختلاف المتأصل في خصائص المواد المكونة ومراقبة الجودة التي تتم ممارستها أثناء البناء ، يمكن أن تؤدي إلى اختلافات بين القيم المقاسة والمحسوبة للانحراف والتشوه وفترات الاهتزاز والكميات الأخرى التي تعتمد على  $E_c$ . ارجع إلى ACI 435R لمزيد من المعلومات حول استخدام  $E_c$  ، خاصة عند استخدامه في حسابات التشوه. تبين أن معامل المرونة الذي تم تحديده عن طريق الحساب باستخدام معادلات الكود مناسب لمعظم التطبيقات بناءً على سنوات عديدة من الاستخدام. ومع ذلك ، بالنسبة لبعض التطبيقات ، قد لا توفر هذه المعادلات تقديرات دقيقة بشكل معقول للقيم الفعلية. وقد لوحظت اختلافات أكبر بين القيم المقاسة والمحسوبة لـ  $E_c$  للخرسانة عالية المقاومة ( $f_c' > 55$  ميجا باسكال) ، والخرسانة خفيفة الوزن ، والخلطات ذات حجم الركام منخفض الخشونة، كما يمكن أن يحدث مع الخرسانة ذاتية التصلب. راجع ACI 363R و ACI 213R و ACI 237R لمزيد من المعلومات.

## CODE

### الكود

**19.2.2.2** It shall be permitted to specify  $E_c$  based upon testing of concrete mixtures to be used in the Work in accordance with (a) through (c):

- Specified  $E_c$  shall be used for proportioning concrete mixtures in accordance with 26.4.3.
- Testing to verify that the specified  $E_c$  has been achieved shall be conducted, and results shall be provided with the mixture submittal.
- Test age of measurement of  $E_c$  shall be 28 days or as indicated in the construction documents.

**19.2.2.2** يسمح بتحديد  $E_c$  بناءً على اختبار الخلطات الخرسانية المستخدمة في العمل وفقاً لـ (أ) حتى (ج): (أ) يتم استخدام  $E_c$  المحددة لتناسب الخلطات الخرسانية وفقاً لـ 26.4.3. (ب) يجب إجراء اختبار للتحقق من تحقيق  $E_c$  المحدد ، ويجب تقديم النتائج مع تقديم الخلطة. (ج) يجب أن يكون عمر اختبار قياس  $E_c$  28 يوماً أو كما هو موضح في وثائق البناء.

## 19.2.3 Modulus of rupture

### 19.2.3 معامل تمزق

19.2.3.1 Modulus of rupture,  $f_r$ , for concrete shall be calculated by:

19.2.3.1 يتم حساب معامل التمزق  $f_r$  ، للخرسانة بواسطة:

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} \quad (19.2.3.1)$$

where the value of  $\lambda$  is in accordance with 19.2.4.

حيث تكون قيمة  $\lambda$  وفقاً لـ 19.2.4.

## 19.2.4 Lightweight concrete

### 19.2.4 خرسانة خفيفة الوزن

**19.2.4.1** Except as required in Table 25.4.2.5, the value of  $\lambda$  shall be determined using Table 19.2.4.1(a) based on the equilibrium density,  $w_c$ , of the concrete mixture used in design, or Table 19.2.4.1(b) based on the composition of the aggregate in the concrete mixture assumed in the design.

**19.2.4.1** باستثناء ما هو مطلوب في الجدول 25.4.2.5 ، يتم تحديد قيمة  $\lambda$  باستخدام الجدول 19.2.4.1 (أ) بناءً على كثافة التوازن ،  $w_c$  ، الخلطات الخرسانية المستخدمة في التصميم ، أو الجدول 19.2.4.1 (ب) استناداً إلى تركيبة الركام في الخلطات الخرسانية المفترض في التصميم.

**Table 19.2.4.1(a)—Values of  $\lambda$  for lightweight concrete based on equilibrium density**

الجدول 19.2.4.1 (أ) - قيم  $\lambda$  للخرسانة خفيفة الوزن بناءً على كثافة التوازن

$w_c$ , kg/m <sup>3</sup>	$\lambda$	
$\leq 1600$	0.75	(a)
$1600 < w_c \leq 2160$	$0.0075w_c \leq 1.0$	(b)
$> 2160$	1.0	(c)

## COMMENTARY

### التعليق

**R19.2.2.2** For any project,  $E_c$  used for design may be specified and verified by testing. Design conditions that are sensitive to the value of  $E_c$  may warrant testing. Examples include applications where deflections are critical, tall buildings or similar structures for which axial deformation or lateral stiffness impact performance, and where estimation of  $E_c$  is important to acceptable vibration or seismic performance. In cases where an unintended change of stiffness may have an adverse effect on the design, such as for some seismic applications, the licensed design professional may choose to specify a range of acceptable values of  $E_c$  at a specified test age. If a range of values of  $E_c$  is specified, details of a testing program and acceptance criteria should be provided in the construction documents. The licensed design professional may choose to specify laboratory testing of  $E_c$  at multiple ages. It should be recognized that the development of  $E_c$  over time cannot be controlled with precision.

**R19.2.2.2** بالنسبة لأي مشروع ، يمكن تحديد  $E_c$  المستخدم للتصميم والتحقق منه عن طريق الاختبار. قد تتطلب حالات التصميم الحساسة لقيمة  $E_c$  قد تبرر الاختبار. تشمل الأمثلة التطبيقات التي يكون فيها التشوهات حرجاً ، أو المباني الشاهقة أو المنشآت المماثلة التي يؤدي فيها التشوه المحوري أو تأثير الصدمات الجاسنة الجانبية ، وحيث يكون تقدير  $E_c$  مهماً للاهتزازات المقبولة أو الأداء الزلزالي. في الحالات التي قد يكون فيها تغيير غير مقصود للجساءة تأثير سلبي على التصميم ، مثل بعض التطبيقات الزلزالية ، قد يختار محترف التصميم المرخص تحديد مجموعة من القيم المقبولة لـ  $E_c$  في عمر اختبار محدد. إذا تم تحديد مجموعة من قيم  $E_c$  ، فيجب تقديم تفاصيل برنامج الاختبار ومعايير القبول في مستندات البناء. قد يختار محترف التصميم المرخص تحديد الاختبارات العملية لـ  $E_c$  في أعمار متعددة. يجب إدراك أن تطوير  $E_c$  بمرور الوقت لا يمكن التحكم فيه بدقة.

### R19.2.4 Lightweight concrete

The modification factor  $\lambda$  is used to account for the reduced mechanical properties of lightweight concrete compared with normalweight concrete of the same compressive strength. For design using lightweight concrete, shear strength, friction properties, splitting resistance, bond between concrete and reinforcement, and development length requirements are not taken as equivalent to normalweight concrete of the same compressive strength. The methodology for determining  $\lambda$  was changed in the 2019 Code to include a new method that is based on the equilibrium density of the lightweight concrete. The new method allows the designer to select a value for  $\lambda$  based on the equilibrium density of the lightweight concrete that is used in design. Laboratory testing on the specific mixture to be used in the structure can be accomplished if the designer desires to determine a more accurate value of  $\lambda$  (Ivey and Buth 1967; Hanson 1961). Table 19.2.4.1 is based on data from tests (Graybeal 2014; Greene and Graybeal 2013, 2015) of concrete made with many types of structural lightweight aggregate and having a wide range of mixture proportions that resulted in equilibrium densities over a range of 1440 to 2160 kg/m<sup>3</sup>. The second method for determining  $\lambda$ , which is retained from the previous code, is based on the composition of aggregates.



## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

Table 19.2.4.1(b)—Values of  $\lambda$  for lightweight concrete based on composition of aggregatesالجدول 19.2.4.1 (ب) - قيم  $\lambda$  للخرسانة خفيفة الوزن بناءً على تكوين الركام

Concrete	Composition of aggregates	$\lambda$
All-lightweight	Fine: ASTM C330M Coarse: ASTM C330M	0.75
Lightweight, fine blend	Fine: Combination of ASTM C330M and C33M Coarse: ASTM C330M	0.75 to 0.85 <sup>[1]</sup>
Sand-lightweight	Fine: ASTM C33M Coarse: ASTM C330M	0.85
Sand-lightweight, coarse blend	Fine: ASTM C33M Coarse: Combination of ASTM C330M and C33M	0.85 to 1 <sup>[2]</sup>

[1] Linear interpolation from 0.75 to 0.85 is permitted based on the absolute volume of normal weight fine aggregate as a fraction of the total absolute volume of fine aggregate.

[2] Linear interpolation from 0.85 to 1 is permitted based on the absolute volume of normal weight coarse aggregate as a fraction of the total absolute volume of aggregate.

[1] يُسمح بالاستكمال الخطي من 0.75 إلى 0.85 بناءً على الحجم المطلق للركام الناعم ذي الوزن الطبيعي كجزء من إجمالي الحجم المطلق للركام الناعم. [2] يُسمح بالاستكمال الخطي من 0.85 إلى 1 استناداً إلى الحجم المطلق للركام الخشن بالوزن الطبيعي كجزء من إجمالي الحجم المطلق للركام.

19.2.4.2 It shall be permitted to take  $\lambda$  as 0.75 for lightweight concrete.

19.2.4.2 يجب أن يؤخذ  $\lambda$  0.75 للخرسانة خفيفة الوزن.

19.2.4.3 The value of  $\lambda$  shall be taken as 1.0 for normal weight concrete.

19.2.4.3 تؤخذ قيمة  $\lambda$  على أنها 1.0 للخرسانة ذات الوزن الطبيعي.

In most cases, local concrete and aggregate suppliers have standard lightweight concrete mixtures and can provide the volumetric fractions to determine the value of  $\lambda$ . In the absence of such data, it is permissible to use the lower-bound value of  $\lambda$  for the type of lightweight concrete specified. This method is based on the assumption that, for equivalent compressive strength levels, the tensile strength of lightweight concrete is a fixed fraction of the tensile strength of normalweight concrete (Ivey and Buth 1967). The multipliers used for  $\lambda$  are based on data from tests on concrete made with many types of structural lightweight aggregate. A previously included method to calculate  $\lambda$  based on splitting tensile strength and the corresponding value of measured compressive strength was removed from the Code in 2019. In editions of the Code prior to 2019, the upper limit on the equilibrium density for lightweight concrete was 1840 kg/m<sup>3</sup>. With the lower limit for normalweight concrete established at 2160 kg/m<sup>3</sup>, a 320 kg/m<sup>3</sup> range remained that was undefined. In practice, to achieve an equilibrium density in the range of 1840 to 2160 kg/m<sup>3</sup>, the use of some amount of lightweight aggregate is required. The 2019 Code removes this undefined range by defining lightweight concrete as having an equilibrium density from 1440 to 2160 kg/m<sup>3</sup>.

## R19.2.4 خرسانة خفيفة الوزن

يتم استخدام معامل التعديل  $\lambda$  لحساب الخواص الميكانيكية المخفضة للخرسانة خفيفة الوزن مقارنة بالخرسانة العادية ذات مقاومة الضغط نفسها. بالنسبة للتصميم باستخدام الخرسانة خفيفة الوزن، فإن مقاومة القص، وخصائص الاحتكاك، ومقاومة الانقسام، والربط بين الخرسانة والتسليح، ومتطلبات طول التثبيت لا يتم اعتبارها مكافئة للخرسانة العادية ذات مقاومة الضغط نفسها. تم تغيير منهجية تحديد  $\lambda$  في كود 2019 لتشمل طريقة جديدة تعتمد على كثافة التوازن للخرسانة خفيفة الوزن. تسمح الطريقة الجديدة للمصمم بتحديد قيمة  $\lambda$  بناءً على كثافة التوازن للخرسانة خفيفة الوزن المستخدمة في التصميم. يمكن إجراء الاختبارات المعملية على خلطات محددة المستخدمة في المنشأ إذا رغب المصمم في تحديد قيمة أكثر دقة لـ (Ivey and Buth 1967)  $\lambda$ ؛ (Hanson 1961) يستند الجدول 19.2.4.1 إلى بيانات من الاختبارات (Graybeal 2014)؛ (Graybeal 2013 و Greene 2015) للخرسانة المصنوعة مع العديد من أنواع الركام الانشائي خفيف الوزن ولديها مجموعة واسعة من نسب الخلط التي أدت إلى كثافة التوازن على مدى من 1440 إلى 2160 كجم / م<sup>3</sup>. تعتمد الطريقة الثانية لتحديد  $\lambda$ ، التي تم الاحتفاظ بها من الكود السابق، على تكوين الركام. في معظم الحالات، يكون لدى الموردين المحليين للخرسانة والركام خلطات خرسانية خفيفة الوزن قياسية ويمكن أن يوفر الكسور الحجمية لتحديد قيمة  $\lambda$  في حالة عدم وجود مثل هذه البيانات، يجوز استخدام قيمة الحد الأدنى لـ  $\lambda$  لنوع الخرسانة خفيفة الوزن المحددة. تعتمد هذه الطريقة على افتراض أنه، بالنسبة لمستويات مقاومة الضغط المكافئة، فإن مقاومة الشد للخرسانة خفيفة الوزن هي جزء متكرر من مقاومة الشد للخرسانة العادية (Ivey و Buth 1967). و المستخدمة لـ  $\lambda$  على بيانات من اختبارات على الخرسانة المصنوعة باستخدام العديد من أنواع الركام الانشائي خفيف الوزن. تمت إزالة طريقة مدرجة سابقاً لحساب  $\lambda$  استناداً إلى مقاومة انقسام الشد والقيمة المقابلة لمقاومة الضغط المقاسة من الكود في عام 2019. في إصدارات الكود قبل عام 2019، كان الحد الأعلى على كثافة التوازن للخرسانة خفيفة الوزن 1840 كجم / م<sup>3</sup>. مع الحد الأدنى للخرسانة ذات الوزن الطبيعي المحدد عند 2160 كجم / م<sup>3</sup>، ظل مجال 320 كجم / م<sup>3</sup> غير محدد. من الناحية العملية، لتحقيق كثافة التوازن في مجال 1840 إلى 2160 كجم / م<sup>3</sup>، يلزم استخدام بعض كمية الركام خفيف الوزن. يزيل كود 2019 هذا المجال الغير المحدد عن طريق تحديد الخرسانة خفيفة الوزن التي تحتوي على كثافة توازن من 1440 إلى 2160 كجم / م<sup>3</sup>.

### 19.3—Concrete durability requirements

#### 19.3 - متطلبات متانة الخرسانة

### R19.3—Concrete durability requirements

The Code addresses concrete durability on the basis of exposure categories and exposure classes as defined in Table 19.3.1.1. The licensed design professional assigns members in the structure to the appropriate exposure category and class. The assigned exposure classes, which are based on the severity of exposure, are used to establish the appropriate concrete properties from Table 19.3.2.1 to include in the construction documents. The Code does not include provisions for especially severe exposures, such as acids or high temperatures.

#### R19.3 - متطلبات متانة الخرسانة

يتناول الكود متانة الخرسانة على أساس تصنيفات التعرض وفئات التعرض كما هو محدد في الجدول 19.3.1.1. يعين محترف التصميم المرخص العناصر في المنشأ إلى فئة التعرض المناسبة والتصنيف. يتم استخدام فئات التعرض المخصصة ، والتي تستند إلى شدة التعرض ، لتحديد خصائص الخرسانة المناسبة من الجدول 19.3.2.1 لتضمينها في وثائق البناء. لا يتضمن الكود أحكاماً بشأن التعرضات الشديدة بشكل خاص ، مثل الأحماض أو درجات الحرارة المرتفعة.



**19.3.1 Exposure categories and classes****19.3.1 فئات وتصنيفات التعرض**

19.3.1.1 The licensed design professional shall assign exposure classes in accordance with the severity of the anticipated exposure of members for each exposure category in Table 19.3.1.1.

19.3.1.1 على محترف التصميم المرخص تعيين فئات التعرض وفقاً لشدة التعرض المضاد للعناصر لكل فئة من فئات التعرض في الجدول 19.3.1.1.

**Table 19.3.1.1—Exposure categories and classes**

جدول 19.3.1.1 - فئات وتصنيفات التعرض

Category	Class	Condition
Freezing and thawing (F)	F0	Concrete not exposed to freezing-and-thawing cycles
	F1	Concrete exposed to freezing-and-thawing cycles with limited exposure to water
	F2	Concrete exposed to freezing-and-thawing cycles with frequent exposure to water
	F3	Concrete exposed to freezing-and-thawing cycles with frequent exposure to water and exposure to deicing chemicals
Sulfate (S)		Water-soluble sulfate ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) in soil, percent by mass <sup>[1]</sup>
	S0	$\text{SO}_4^{2-} < 0.10$
	S1	$0.10 \leq \text{SO}_4^{2-} < 0.20$
	S2	$0.20 \leq \text{SO}_4^{2-} \leq 2.00$
	S3	$\text{SO}_4^{2-} > 2.00$
In contact with water (W)		Dissolved sulfate ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) in water, ppm <sup>[2]</sup>
		$\text{SO}_4^{2-} < 150$
		$150 \leq \text{SO}_4^{2-} < 1500$ or seawater
Corrosion protection of reinforcement (C)	W0	Concrete dry in service
	W1	Concrete in contact with water where low permeability is not required
	W2	Concrete in contact with water where low permeability is required
	C0	Concrete dry or protected from moisture
	C1	Concrete exposed to moisture but not to an external source of chlorides
	C2	Concrete exposed to moisture and an external source of chlorides from deicing chemicals, salt, brackish water, seawater, or spray from these sources

[1]Percent sulfate by mass in soil shall be determined by ASTM C1580.

[2]Concentration of dissolved sulfates in water, in ppm, shall be determined by ASTM D516 or ASTM D4130.

[1]نسبة مئوية من الكبريتات بالكتلة في التربة يتم تحديدها من قبل ASTM C 1580.  
[2]يتم تحديد تركيز الكبريتات الذائبة في الماء ، في جزء المليون ، بواسطة ASTM D516 أو ASTM D4130

**R19.3.1 Exposure categories and classes**

The Code addresses four exposure categories that affect the requirements for concrete to ensure adequate durability:

**Exposure Category F** applies to exterior concrete that is exposed to moisture and cycles of freezing and thawing, with or without deicing chemicals.

**Exposure Category S** applies to concrete in contact with soil or water containing deleterious amounts of water-soluble sulfate ions.

**Exposure Category W** applies to concrete in contact with water but not exposed to freezing and thawing, chlorides, or sulfates.

**Exposure Category C** applies to nonprestressed and prestressed concrete exposed to conditions that require additional protection against corrosion of reinforcement. severity of exposure within each category is defined by classes with increasing numerical values representing increasingly severe exposure conditions. A classification of 0 is assigned if the exposure severity has negligible effect (is benign) or the exposure category does not apply to the member.

**Exposure Category F:** Whether concrete is damaged by cycles of freezing and thawing depends on the amount of water in the pores of the concrete at the time of freezing (Powers 1975). The amount of water present may be described in terms of the degree of saturation of the concrete. If the degree of saturation is high enough, there will be sufficient water in the concrete pores to produce internal tensile stresses large enough to cause cracking when the water freezes and expands. The entire member need not be saturated to be susceptible to damage. For example, if the top 10 mm of a slab or outer 6 mm of a wall is saturated, those portions are vulnerable to damage from freezing and thawing, regardless of how dry the interior may be.

**R19.3.1 تصنيفات وفئات التعرض**

يصنف الكود أربعة فئات تعرض تؤثر على متطلبات الخرسانة لضمان المتانة الكافية:

تطبق فئة التعرض **F** على الخرسانة الملامسة للرطوبة ودورات التجميد والذوبان، مع أو بدون مواد كيميائية لإزالة التجمد.

تطبق فئة التعرض **S** على الخرسانة الملامسة للتربة أو المياه التي تحتوي على كميات ضارة من أيونات سلفات قابلة للذوبان في الماء.

تطبق فئة التعرض **W** على الخرسانة الملامسة للماء ولكنها لا تتعرض للتجمد أو الذوبان أو الكلوريدات أو الكبريتات.

تطبق فئة التعرض **C** على الخرسانة الغير مسبقة الأجهاد ومسبقة الأجهاد المعرضة للظروف التي تتطلب حماية إضافية من أكسدة حديد التسليح. يتم تحديد التعرض الشديد داخل كل فئة من خلال فئات ذات قيم عددية متزايدة تمثل حالات التعرض الشديدة بشكل متزايد. يتم تعيين تصنيف 0 إذا كانت شدة التعرض لها تأثير ضئيل (مبدي) أو لا تنطبق فئة التعرض على العنصر.

**فئة التعرض F:** إذا كانت الخرسانة قد تعرضت للانهيال بسبب دورات التجميد والذوبان تعتمد على كمية المياه في مسام الخرسانة في وقت التجميد (القوى 1975). يمكن وصف كمية الماء الموجودة من حيث درجة تشبع الخرسانة. إذا كانت درجة التشبع عالية بما فيه الكفاية، سيكون هناك مياه كافية في المسامات الخرسانية لإنتاج أجهادات شد داخلية كبيرة كافية لتسبب التشقق عن تجمد وتمدد المياه. العنصر بأكمله لا يحتاج أن يكون مشبع ليكون عرضة للتلف. على سبيل المثال، إذا كان أعلى 10 مم من البلاطة أو 6 مم من الجدار الخارجي مشبعة، فإن هذه الأجزاء معرضة للضرر الناتج عن التجميد والذوبان، بغض النظر عن مدى جفاف المنطقة الداخلية.

For any portion of a member to be resistant to freezing and thawing, that portion of the concrete needs to have sufficient entrained air and adequate strength. Adequate strength is obtained by requiring a low  $w/cm$ , which also reduces the pore volume and increases resistance to water penetration. Entrained air makes it more difficult for the concrete to become saturated and allows for expansion of the water when it freezes.

لأي جزء من أي عنصر يكون مقاومًا للتجميد والذوبان، يحتاج ذلك الجزء من الخرسانة إلى أفراغ الهواء الكافي والمقاومة الكافية. يتم الحصول على مقاومة كافية من خلال طلب انخفاض  $w/cm$  ، مما يقلل أيضًا من حجم المسام ويزيد من مقاومة اختراق المياه. يجعل الهواء المفرغ من الصعب أكثر على الخرسانة أن تصبح مشبعة ويسمح لتوسيع الماء عندما يتجمد.

Exposure class varies with degree of exposure to water, as this will influence the likelihood that any portion of the concrete will be saturated when exposed to cyclic freezing and thawing. Conditions that increase the potential for saturation include longer-duration or more-frequent contact with water without intervening drainage or drying periods. The likelihood that concrete in a member will be saturated depends on project location, member location and orientation in the structure, and climate. Records of performance of similar members in existing structures in the same general location can also provide guidance in assigning exposure classes.

تختلف درجة التعرض مع درجة التعرض للماء، لأن ذلك سيؤثر على احتمال تشبع أي جزء من الخرسانة عند تعرضه للتجميد الدوري والذوبان. وتشمل الشروط التي تزيد من احتمالية حدوث التشبع الأطول مدة أو الأكثر تلامس تكرارًا بالماء دون تدخل في فترات الصرف أو التجفيف. يعتمد احتمال تشبع الخرسانة في عنصر ما على موقع المشروع ومكان العناصر والتوجه في المنشأ والمناخ. يمكن أن توفر سجلات أداء عناصر مشابهة في المنشآت الموجودة في نفس الموقع العام أيضًا إرشادات في تعيين فئات التعرض.

Exposure Category F is subdivided into four exposure classes:

- (a) Exposure Class F0 is assigned to concrete that will not be exposed to cycles of freezing and thawing.
- (b) *Exposure Class F1 is assigned to concrete that will be exposed to cycles of freezing and thawing and that will have limited exposure to water. Limited exposure to water implies some contact with water and water absorption; however, it is not anticipated that the concrete will absorb sufficient water to become saturated. The licensed design professional should review the exposure conditions carefully to support the decision that the concrete is not anticipated to become saturated before freezing. Even though concrete in this exposure class is not expected to become saturated, a minimum entrained air content of 3.5 to 6 percent is required to reduce the potential for damage in case portions of the concrete member become saturated.*
- (c) *Exposure Class F2 is assigned to concrete that will be exposed to cycles of freezing and thawing and that will have frequent exposure to water. Frequent exposure to water implies that some portions of the concrete will absorb sufficient water such that over time they will have the potential to be saturated before freezing. If there is doubt about whether to assign Exposure Classes F1 or F2 to a member, the more conservative choice, F2, should be selected. Exposure Classes F1 and F2 are conditions where exposure to deicing chemicals is not anticipated.*
- (d) *Exposure Class F3 is assigned to concrete that will be exposed to cycles of freezing and thawing with the same degree of exposure to water as Exposure Class F2. Additionally, concrete in Exposure Class F3 is anticipated to be exposed to deicing chemicals. Deicing chemicals can increase water absorption and retention (Spragg et al. 2011), which would enable the concrete to become saturated more readily.*

Table R19.3.1 provides examples of concrete members for each of these exposure classes.

تنقسم فئة التعرض F إلى أربع فئات للتعرض:  
(أ) يتم تعيين درجة التعرض F0 للخرسانة التي لن تتعرض لدورات التجميد والذوبان.

(ب) يتم تعيين درجة التعرض F1 للخرسانة التي ستتعرض لدورات التجميد والذوبان والتي سيكون لها التعرض المحدود للمياه. ينطوي التعرض المحدود للمياه على بعض التلامس مع الماء وامتصاص الماء؛ ومع ذلك، ليس من المتوقع أن تمتص الخرسانة ما يكفي من الماء لتصبح مشبعة. يجب على محترف التصميم المرخص مراجعة شروط التعرض بعناية لدعم القرار بعدم توقع أن تصبح الخرسانة مشبعة قبل التجميد. على الرغم من أنه من غير المتوقع أن تصبح الخرسانة في فئة التعرض هذه مشبعة، فإن الحد الأدنى من محتوى الهواء الداخلة بنسبة 3.5 إلى 6٪ مطلوب لتقليل احتمالية حدوث تلف في حالة تشبع أجزاء عنصر الخرسانة.

(ج) يتم تعيين درجة التعرض F2 للخرسانة التي ستتعرض لدورات التجميد والذوبان والتي سيكون لها التعرض المتكرر للماء. يشير التعرض المتكرر للماء إلى أن بعض أجزاء الخرسانة سوف تمتص الماء الكافي بحيث أنه مع مرور الوقت سيكون لديها القدرة على التشبع قبل التجميد. إذا كان هناك شك حول ما إذا كان سيتم تعيين فئات التعرض F1 أو F2 إلى عنصر، فيجب تحديد الخيار الأكثر تحفظاً F2. إن فئتي التعرض F1 و F2 هي الحالات التي لا يتوقع فيها التعرض لمواد إزالة التجمد الكيميائي.

(د) يتم تعيين درجة التعرض F3 للخرسانة التي ستتعرض لدورات التجميد والذوبان بنفس درجة التعرض للماء مثل فئة التعرض F2. بالإضافة إلى ذلك، من المتوقع الحصول على الخرسانة في فئة التعرض F3 التعرض للمواد الكيميائية لإزالة التجمد. يمكن للمواد الكيميائية المزيل للذوبان زيادة امتصاص الماء والاحتفاظ به (Spragg et al. 2011)، مما يمكن الخرسانة من أن تصبح مشبعة أكثر بسهولة.

Table R19.3.1—Examples of structural members in Exposure Category F

جدول - R19.3.1 أمثلة للعناصر الإنشائية في فئة التعرض F

Exposure class	Examples
F0	<ul style="list-style-type: none"> <li>Members in climates where freezing temperatures will not be encountered</li> <li>Members that are inside structures and will not be exposed to freezing</li> <li>Foundations not exposed to freezing</li> <li>Members that are buried in soil below the frost line</li> </ul>
F1	<ul style="list-style-type: none"> <li>Members that will not be subject to snow and ice accumulation, such as exterior walls, beams, girders, and slabs not in direct contact with soil</li> <li>Foundation walls may be in this class depending upon their likelihood of being saturated</li> </ul>
F2	<ul style="list-style-type: none"> <li>Members that will be subject to snow and ice accumulation, such as exterior elevated slabs</li> <li>Foundation or basement walls extending above grade that have snow and ice buildup against them</li> <li>Horizontal and vertical members in contact with soil</li> </ul>
F3	<ul style="list-style-type: none"> <li>Members exposed to deicing chemicals, such as horizontal members in parking structures</li> <li>Foundation or basement walls extending above grade that can experience accumulation of snow and ice with deicing chemicals</li> </ul>

**Exposure Category S** is subdivided into four exposure classes:

- (a) *Exposure Class S0 is assigned for conditions where the water-soluble sulfate concentration in contact with concrete is low and injurious sulfate attack is not a concern.*
- (b) *Exposure Classes S1, S2, and S3 are assigned for structural concrete members in direct contact with soluble sulfates in soil or water. The severity of exposure increases from Exposure Class S1 to S3 based on the more critical value of measured water-soluble sulfate concentration in soil or the concentration of dissolved sulfate in water.*

*Seawater exposure is classified as Exposure Class S1.*

تنقسم فئة التعرض S إلى أربعة فئات للتعرض:

(أ) يتم تعيين فئة التعرض S0 للظروف التي يكون فيها تركيز كبريتات الذوبان في الماء الملامس للخرسانة منخفضًا ولا يشكل هجوم الكبريتات الضارة مصدر قلق.

(ب) يتم تعيين فئات التعرض S1 و S2 و S3 لعناصر الخرسانة الإنشائية على اتصال مباشر مع الكبريتات القابلة للذوبان في التربة أو الماء. تزداد شدة التعرض من فئة التعرض S1 إلى S3 بناءً على القيمة الأكثر أهمية لتركيز كبريتات قابلة للذوبان في الماء مقاسة في التربة أو تركيز كبريتات مذابة في الماء. يصنف التعرض لمياه البحر على أنه فئة التعرض S1.

**Exposure Category W** is subdivided into two exposure classes:

(a) Members are assigned to Exposure Class W0 if they are dry in service or in contact with water, but there are no specific requirements for low permeability.

(b) Members are assigned to Exposure Class W1 if there is need for concrete with low permeability to water and the penetration of water into concrete might reduce the durability of the member. An example is a foundation wall below the water table.

تنقسم فئة التعرض W إلى فئتين من التعرض:  
(أ) يتم تعيين العناصر إلى فئة التعرض W0 إذا كانت جافة في الخدمة أو في تلامس مع الماء ، ولكن لا توجد متطلبات محددة لنفاذ منخفضة.  
(ب) يتم تعيين العناصر إلى فئة التعرض W1 إذا كانت هناك حاجة للخرسانة ذات نفاذية منخفضة للماء وقد يؤدي اختراق المياه إلى الخرسانة إلى تقليل متانة العنصر. مثال على ذلك أساس لجدار أسفل منسوب المياه الجوفية.

**Exposure Category C** is subdivided into three exposure classes:

(a) Exposure Class C0 is assigned if exposure conditions do not require additional protection against the initiation of corrosion of reinforcement.

(b) Exposure Classes C1 and C2 are assigned to nonprestressed and prestressed concrete members, depending on the degree of exposure to external sources of moisture and chlorides in service. Examples of exposures to external sources of chlorides include concrete in direct contact with deicing chemicals, salt, salt water, brackish water, seawater, or spray from these sources.

تنقسم فئة التعرض C إلى ثلاث فئات للتعرض:  
(أ) يتم تعيين فئة التعرض C0 إذا كانت ظروف التعرض لا تتطلب حماية إضافية ضد بدء تآكل التسليح.  
(ب) يتم تعيين فئات التعرض C1 و C2 إلى العناصر الخرسانية الغير مسبقة الاجهاد ومسبقة الاجهاد وهذا يتوقف على درجة التعرض لمصادر خارجية للرطوبة والكلوريدات في الخدمة. وتشمل الأمثلة على التعرض لمصادر خارجية للكلوريدات يتضمن الخرسانة على اتصال مباشر مع المواد الكيميائية للذوبان والملح والمياه المالحة ومياه البحر أو قطرات من هذه المصادر.



### 19.3.2 Requirements for concrete mixtures

#### 19.3.2 متطلبات الخلطات الخرسانية

19.3.2.1 Based on the exposure classes assigned from Table 19.3.1.1, concrete mixtures shall conform to the most restrictive requirements in Table 19.3.2.1.

19.3.2.1 استناداً إلى فئات التعرض المعينة من الجدول 19.3.1.1 ، يجب أن تتوافق الخلطات الخرسانية مع أكثر المتطلبات تقييداً في الجدول 19.3.2.1.

### R19.3.2 Requirements for concrete mixtures

Durability of concrete is impacted by the resistance of the concrete to fluid penetration. This is primarily affected by the  $w/cm$  and the composition of cementitious materials used in concrete. For a given  $w/cm$ , the use of fly ash, slag cement, silica fume, or a combination of these materials will typically increase the resistance of concrete to fluid penetration and thus improve concrete durability. The Code provides limits on  $w/cm$  in Table 19.3.2.1 to achieve low permeability and the intended durability. **ASTM C1202** can be used to provide an indication of concrete's resistance to fluid penetration. Because  $w/cm$  of concrete cannot be accurately verified in the field using standard test methods, strength tests are used as a surrogate. Representative values for minimum  $f'_c$  have been assigned to each  $w/cm$  limit in Table 19.3.2.1. The acceptance criteria for strength tests in 26.12 establish a basis to indicate that the maximum  $w/cm$  has not been exceeded. For this approach to be reliable, the values of  $f'_c$  specified in construction documents should be consistent with the maximum  $w/cm$ . Considering the wide range of materials and concrete mixtures possible, including regional variations, the minimum  $f'_c$  limit in Table 19.3.2.1 associated with the maximum  $w/cm$  should not be considered absolute. The average strength of concrete mixtures for a given  $w/cm$  can in some cases be considerably higher than the average strength expected for the representative value of  $f'_c$ . For a given exposure class, the licensed design professional may choose to specify a higher value of  $f'_c$  than listed in the table to obtain better consistency between the maximum  $w/cm$  and  $f'_c$ . This improves the confidence that concrete complies with the  $w/cm$  limit if the strength acceptance criteria are satisfied. As stated in the footnote to Table 19.3.2.1, maximum  $w/cm$  limits are not specified for lightweight concrete because the amount of mixing water that is absorbed by the lightweight aggregates makes calculation of  $w/cm$  uncertain. Therefore, only a minimum  $f'_c$  is specified to achieve the required durability. Table 19.3.2.1 provides the requirements for concrete on the basis of the assigned exposure classes. The most restrictive requirements are applicable. For example, a member assigned to Exposure Class W1 and Exposure Class S2 would require concrete to comply with a maximum  $w/cm$  of 0.45 and a minimum  $f'_c$  of 31 MPa because the requirement for Exposure Class S2 is more restrictive than the requirement for Exposure Class W1.



## R19.3.2 متطلبات الخلطات الخرسانية

متانة الخرسانة تتأثر بمقاومة الخرسانة لاختراق المانع. ويتأثر هذا في المقام الأول  $w / cm$  وتكوين المواد الأسمنتية المستخدمة في الخرسانة. بالنسبة  $w / cm$  المعطى ، فإن استخدام الرماد المتطاير، أو أسمنت خبث ، أو دخان السيليكا ، أو مزيج من هذه المواد سيزيد عادةً من مقاومة الخرسانة لاختراق المانع وبالتالي تحسين متانة الخرسانة. يضع الكود حدودًا على  $w / cm$  في الجدول 19.3.2.1 لتحقيق نفاذية منخفضة والمتانة المقصودة. يمكن استخدام ASTM C1202 لتوفير مؤشر على مقاومة الخرسانة لاختراق السوائل. نظرًا لأنه لا يمكن التحقق من  $w / cm$  من الخرسانة بدقة في الحقل باستخدام طرق الاختبار القياسية ، يتم استخدام اختبارات المقاومة كبديل. تم تعيين القيم التمثيلية للحد الأدنى  $f_c$  لكل حد  $w / cm$  في الجدول 19.3.2.1. تضع معايير القبول لاختبارات المقاومة في 26.12 أساسًا للإشارة إلى أنه لم يتم تجاوز الحد الأقصى  $w / cm$ . لكي يكون هذا النهج موثوقًا به ، يجب أن تكون قيم  $f_c$  المحددة في مستندات البناء متوافقة مع الحد الأقصى  $w / cm$ . بالنظر إلى المجال الواسع من المواد والخلطات الخرسانية الممكنة ، بما في ذلك الاختلافات الإقليمية ، لا ينبغي اعتبار الحد الأدنى  $f_c$  في الجدول 19.3.2.1 المرتبط  $w / cm$  المطلق. يمكن أن يكون متوسط مقاومة الخلطات الخرسانية  $w / cm$  معين في بعض الحالات أعلى بكثير من متوسط المقاومة المتوقعة للقيمة التمثيلية لـ  $f_c$  بالنسبة لفئة تعرض معينة ، قد يختار محترف التصميم المرخص تحديد قيمة أعلى من  $f_c$  من المذكورة في الجدول للحصول على تناسق أفضل بين الحد الأقصى  $w / cm$  و  $f_c$  هذا يحسن الثقة التي تتوافق الخرسانة مع حد  $w / cm$  إذا تم استيفاء معايير قبول المقاومة. كما هو مذكور في الحاشية الواردة في الجدول 19.3.2.1 ، لا يتم تحديد الحدود القصوى  $w / cm$  للخرسانة خفيفة الوزن لأن كمية مياه الخلط التي يمتصها الركام خفيف الوزن تجعل حساب  $w / cm$  غير مؤكد. لذلك ، يتم تحديد الحد الأدنى من  $f_c$  فقط لتحقيق المتانة المطلوبة. يوفر الجدول 19.3.2.1 متطلبات الخرسانة على أساس فئات التعرض المخصصة. المتطلبات الأكثر تقييدًا قابلة للتطبيق. على سبيل المثال ، العنصر المعين لفئة التعرض W1 وفئة التعرض S2 يتطلب الخرسانة للامتثال للحد الأقصى  $w / cm$  0.45 والحد الأدنى  $f_c$  31 MPa لأن متطلبات فئة التعرض S2 أكثر تقييدًا من متطلبات التعرض. الفئة W1.

**Exposure Classes F1, F2, and F3:** In addition to complying with a maximum  $w/cm$  limit and a minimum  $f'_c$ , concrete for members subject to freezing-and-thawing exposures is required to be air entrained in accordance with 19.3.3.1. Members assigned to Exposure Class F3 are additionally required to comply with the limitations on the quantity of pozzolans and slag cement in the composition of the cementitious materials as given in 26.4.2.2(b). The requirements for plain concrete members in Exposure Class F3 are less restrictive because of the reduced likelihood of problems caused by reinforcement corrosion. The licensed design professional should consider the details of the minimal reinforcement to be included in plain concrete members to ensure that the less restrictive requirements are appropriate for the specific project.

فئات التعرض F1 و F2 و F3: بالإضافة إلى الامتثال للحد الأقصى  $w/cm$  والحد الأدنى  $f'_c$  ، يجب أن تكون الخرسانة للعناصر المعرضة للتجميد والذوبان في الهواء محصورة في الهواء وفقاً لـ 19.3.3.1. بالإضافة إلى ذلك ، يُطلب من العناصر المخصصة في فئة التعرض F3 الامتثال للقيود المفروضة على كمية البوزولان والأسمنت الخبث في تكوين المواد الأسمنتية كما هو موضح في 26.4.2.2 (ب). متطلبات عناصر الخرسانة العادية في فئة التعرض F3 أقل تقييداً بسبب قلة احتمال حدوث مشاكل بسبب تآكل التسليح. يجب على محترف التصميم المرخص أن يأخذ في الاعتبار تفاصيل الحد الأدنى من التسليح الذي سيتم تضمينه في عناصر الخرسانة العادية للتأكد من أن المتطلبات الأقل تقييداً مناسبة للمشروع المحدد.

**Exposure Classes S1, S2, and S3:** Table 19.3.2.1 lists the appropriate types of cement and the maximum  $w/cm$  and minimum  $f'_c$  for various sulfate exposure conditions. In selecting cement for sulfate resistance, the principal consideration is its tricalcium aluminate ( $C_3A$ ) content. The use of fly ash (ASTM C618, Class F), natural pozzolans (ASTM C618, Class N), silica fume (ASTM C1240), or slag cement (ASTM C989) has been shown to improve the sulfate resistance of concrete (Li and Roy 1986; ACI 233R; ACI 234R). Therefore, Footnote [7] to Table 19.3.2.1 provides a performance option to determine the appropriate amounts of these materials to use in combination with the specific cement types listed. ASTM C1012 is permitted to be used to evaluate the sulfate resistance of mixtures using combinations of cementitious materials in accordance with 26.4.2.2(c). Some ASTM C595 and ASTM C1157 blended cements can meet the testing requirements of 26.4.2.2(c) without addition of pozzolans or slag cement to the blended cement as manufactured. Note that sulfate-resisting cement will not increase resistance of concrete to some chemically aggressive solutions— for example, sulfuric acid. The construction documents should explicitly cover such cases. In addition to the proper selection of cementitious materials, other requirements for durable concrete exposed to water-soluble sulfates are essential, such as  $w/cm$ , strength, consolidation, uniformity, cover of reinforcement, and moist curing to develop the potential properties of the concrete.

فئات التعرض S1 و S2 و S3: يسرد الجدول 19.3.2.1 أنواع الأسمنت المناسبة والحد الأقصى  $w/cm$  والحد الأدنى  $f_c$  لمختلف ظروف التعرض للكبريتات. عند اختيار الأسمنت لمقاومة الكبريتات ، فإن الاعتبار الرئيسي هو محتواه من ألومينات ثلاثي الكالسيوم (C3A) وقد تبين أن استخدام الرماد المتطاير (ASTM C618) ، الفئة (F) ، البوزولان الطبيعي (ASTM C618) ، الفئة (N) ، دخان السيليكا (ASTM C1240) ، أو خبث الأسمنت (ASTM C989) لتحسين مقاومة كبريتات الخرسانة (Li) و روي 1986 ؛ ACI 233R) ، لذلك ، توفر الحاشية السفلية [7] بالجدول 19.3.2.1 خيار أداء لتحديد الكميات المناسبة من هذه المواد لاستخدامها مع أنواع الأسمنت المحددة المذكورة. يُسمح باستخدام ASTM C1012 لتقييم مقاومة الكبريتات للخلطات باستخدام تركيبات من المواد الأسمنتية وفقًا لـ 26.4.2.2 (ج). يمكن لبعض الاسمنت المخلوط ASTM و ASTM C595 1157C تلبيبة متطلبات الاختبار 26.4.2.2. (ج) بدون إضافة البوزولان أو الأسمنت الخبث إلى الأسمنت المخلوط كما تم تصنيعه. لاحظ أن الأسمنت المقاوم للكبريتات لن يزيد من مقاومة الخرسانة لبعض المحاليل العدوانية كيميائيًا - على سبيل المثال ، حمض الكبريتيك. يجب أن تغطي وثائق البناء صراحة مثل هذه الحالات. بالإضافة إلى الاختيار السليم للمواد الإسمنتية ، فإن المتطلبات الأخرى للخرسانة المتينة المعرضة للكبريتات القابلة للذوبان في الماء ضرورية ، مثل  $w/cm$  ، المقاومة ، التصلب ، التوحيد ، غطاء التسليح ، والمعالجة الرطبة لتطوير الخصائص المحتملة لـ الخرسانة.

**Exposure Class S1: ASTM C150** Type II cement is limited to a maximum C<sub>3</sub>A content of 8 percent and is acceptable for use in Exposure Class S1. Blended cements under ASTM C595 with the MS designation, which indicates the cement meets requirements for moderate sulfate resistance, are also appropriate for use. Under ASTM C1157, the appropriate designation for moderate sulfate exposure is Type MS. Seawater is listed under Exposure Class S1 (moderate exposure) in Table 19.3.1.1, even though it generally contains more than 1500 ppm SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>. Less expansion is produced by a given cement in seawater compared with freshwater with the same sulfate content (ACI 201.2R). Therefore, seawater is included in the same exposure class as solutions with lower sulfate concentrations. Portland cement with C<sub>3</sub>A up to 10 percent is allowed in concrete mixtures exposed to seawater if the maximum  $w/cm$  is limited to 0.40 (refer to the footnote to Table 19.3.2.1).

فئة التعرض S1: يقتصر أسمنت ASTM C150 النوع الثاني على الحد الأقصى لمحتوى C3A بنسبة 8 في المائة وهو مقبول للاستخدام في فئة التعرض S1. يعتبر الأسمنت المخلوط تحت ASTM C595 مع تسمية MS ، والتي تشير إلى أن الأسمنت يلبي متطلبات مقاومة الكبريتات المعتدلة ، مناسبة أيضًا للاستخدام. طبقًا للمواصفة ASTM C1157 ، يكون التصنيف المناسب للتعرض المعتدل للكبريتات هو النوع MS. تم إدراج مياه البحر تحت فئة التعرض (S1 التعرض المعتدل) في الجدول 19.3.1.1 ، على الرغم من أنها تحتوي بشكل عام على أكثر من 1500 جزء في المليون SO<sub>4</sub><sup>2-</sup> يتم إنتاج تمدد أقل بواسطة اسمنت معين في مياه البحر مقارنة بالمياه العذبة بنفس محتوى الكبريتات. لذلك ، يتم تضمين مياه البحر في نفس فئة التعرض مثل المحاليل ذات التركيزات المنخفضة من الكبريتات. يُسمح بالإسمنت البورتلاندي مع C3A بنسبة تصل إلى 10 في المائة في الخلطات الخرسانية المعرضة لمياه البحر إذا كان الحد الأقصى  $w/cm$  يقتصر على 0.40 (راجع الحاشية الواردة في الجدول 19.3.2.1).

**Exposure Class S2:** **ASTM C150** Type V cement is limited to a maximum C<sub>3</sub>A content of 5 percent and is acceptable for use in Exposure Class S2. The appropriate binary and ternary blended cements under **ASTM C595** include the suffix (HS) as part of their designation, which indicates the cement conforms to requirements for high sulfate resistance. Under **ASTM C1157**, the appropriate designation for severe sulfate exposure is Type HS.

فئة التعرض **S2**: يقتصر أسمنت نوع **ASTM C150 V** على الحد الأقصى لمحتوى **C3A** بنسبة 5 في المائة وهو مقبول للاستخدام في فئة التعرض **S2**. يشتمل الأسمنت المخلوط الثنائي والثلاثي المناسبة تحت **ASTM C595** على **suffix (HS)** كجزء من تعيينها ، مما يشير إلى أن الأسمنت يتوافق مع متطلبات مقاومة الكبريتات العالية. تحت **ASTM C1157** ، يكون التصنيف المناسب للتعرض الشديد للكبريتات هو النوع **HS**.

**Exposure Class S3 (Option 1):** The benefit of the addition of pozzolan or slag cement allows for a greater  $w/cm$  than required for Option 2. The amounts of supplementary cementitious materials are based on records of successful service or testing in accordance with 26.4.2.2(c).

فئة التعرض (**S3 الخيار 1**): تسمح إضافة الأسمنت البوزولاني أو الخبث بمقادير أكبر من المطلوب للخيار 2. تسمح كميات المواد الأسمنتية الإضافية بسجلات الخدمة الناجحة أو الاختبار وفقاً لـ 26.4.2.2 (ج).

**Exposure Class S3 (Option 2):** This option allows the use of ASTM C150 Type V portland cement meeting the optional limit of 0.040 percent maximum expansion, ASTM C595 binary and ternary blended cements with the (HS) suffix in their designation, and ASTM C1157 Type HS cements without the use of additional pozzolan or slag cement, but it instead requires a lower  $w/cm$  than that required for Option 1. This lower  $w/cm$  reduces the permeability of the concrete and thus increases sulfate resistance (Lenz 1992). Use of this lower  $w/cm$  permits a shorter testing period to qualify the sulfate resistance of a cementitious system in accordance with 26.4.2.2(c). In addition to the proper selection of cementitious materials, other requirements for durable concrete exposed to water-soluble sulfates are essential, such as low  $w/cm$ , strength, adequate consolidation, uniformity, adequate cover of reinforcement, and sufficient moist curing to develop the potential properties of the concrete.

فئة التعرض (**S3 الخيار 2**): يسمح هذا الخيار باستخدام أسمنت بورتلاند **ASTM C150** من النوع **V** الذي يفي بالحد الاختياري البالغ 0.040 في المائة كحد أقصى للتوسع ، و **ASTM C595** للأسمنت الممزوج الثنائي والثالث مع **suffix (HS)** في تعيينها ، و **ASTM C1157** نوع الأسمنت **HS** دون استخدام أسمنت البوزولان أو الأسمنت الخبث الإضافي ، ولكنه يتطلب بدلاً من ذلك  $w/cm$  أقل مما هو مطلوب للخيار 1. يقلل هذا  $w/cm$  السفلي من نفاذية الخرسانة وبالتالي يزيد من مقاومة الكبريتات (Lenz 1992). يسمح استخدام هذا  $w/cm$  بفترة اختبار أقصر لتأهيل مقاومة الكبريتات لنظام أسمنتي وفقاً لـ 26.4.2.2 (ج). بالإضافة إلى الاختيار الصحيح للمواد الإسمنتية ، فإن المتطلبات الأخرى للخرسانة المتينة المعرضة للكبريتات القابلة للذوبان في الماء ضرورية ، مثل انخفاض  $w/cm$  ، والمقاومة ، والتصلب ، والتوحيد ، والغطاء الكافي للتسليح ، والمعالجة الرطبة الكافية لتطوير الخواص المحتملة للخرسانة.

**Exposure Class W1:** This exposure class does not have specific requirements for low permeability. However, because of the exposure to water, the Code (26.4.2.2(d)) has a requirement to demonstrate that aggregates used in concrete are not alkali reactive according to **ASTM C1778**. If the aggregates are alkali-silica reactive, the Code (26.4.2.2(d)) also requires submission of proposed mitigation measures. The Code (26.4.2.2(d)) prohibits the use of aggregates that are alkali-carbonate reactive.

**فئة التعرض W1:** لا تحتوي فئة التعرض هذه على متطلبات محددة للنفاذية المنخفضة. ومع ذلك ، بسبب التعرض للماء ، فإن الكود (26.4.2.2(d)) يشترط أن يثبت أن الركام المستخدم في الخرسانة لا يتفاعل مع القلويات وفقاً لـ **ASTM C1778**. إذا كان الركام متفاعل قلوي - سيليك ، فإن الكود (26.4.2.2(d)) يتطلب أيضاً تقديم تدابير التخفيف المقترحة. يمنع الكود (26.4.2.2(d)) استخدام الركام المتفاعل كربونات قلوية.

**Exposure Class W2:** This exposure class requires low concrete permeability. The primary means to obtain a concrete with low permeability is to reduce  $w/cm$ . For a given  $w/cm$ , permeability can be reduced by optimizing the cementitious materials used in the concrete mixture. In addition, because of the exposure to water, the Code (26.4.2.2(d)) has a requirement to demonstrate that aggregates used in concrete are not alkali reactive according to ASTM C1778. If the aggregates are alkali-silica reactive, the Code (26.4.2.2(d)) also requires submission of proposed mitigation measures. The Code (26.4.2.2(d)) prohibits the use of aggregates that are alkali-carbonate reactive.

**فئة التعرض W2:** تتطلب فئة التعرض هذه انخفاض نفاذية الخرسانة. الوسيلة الأساسية للحصول على خرسانة ذات نفاذية منخفضة هي تقليل  $w/cm$ . بالنسبة لوزن / سم معين ، يمكن تقليل النفاذية من خلال تحسين المواد الأسمنتية المستخدمة في الخلطات الخرسانية. بالإضافة إلى ذلك ، بسبب التعرض للماء ، فإن الكود (26.4.2.2(d)) يتطلب إثبات أن الركام المستخدم في الخرسانة ليس متفاعلاً قلوياً وفقاً لـ **ASTM C1778**. إذا كان الركام متفاعل قلوي - سيليك ، فإن الكود (26.4.2.2(d)) يتطلب أيضاً تقديم تدابير التخفيف المقترحة. يمنع الكود (26.4.2.2(d)) استخدام الركام المتفاعل كربونات قلوية.

**Exposure Class C2:** For nonprestressed and prestressed concrete in Exposure Class C2, the maximum  $w/cm$ , minimum specified compressive strength, and minimum cover are the basic requirements to be considered. Conditions should be evaluated for structures exposed to chlorides, such as in parking structures where chlorides may be tracked in by vehicles, or in structures near seawater. Coated reinforcement, corrosion-resistant steel reinforcement, and cover greater than the minimum required in 20.5 can provide additional protection under such conditions. Use of slag cement meeting ASTM C989 or fly ash meeting ASTM C618 and increased levels of specified compressive strength provide increased protection. Use of silica fume meeting ASTM C1240 with an appropriate high-range water reducer, ASTM C494, Types F and G, or ASTM C1017 can also provide additional protection (Ozyildirim and Halstead 1988). The use of ASTM C1202 to test concrete mixtures proposed for use will provide additional information on the performance of the mixtures.

**فئة التعرض C2:** بالنسبة للخرسانة الغير مسبقة الإجهاد في فئة التعرض C2 ، فإن الحد الأقصى  $w/cm$  ، والحد الأدنى لمقاومة الضغط المحددة ، والحد الأدنى للغطاء هي المتطلبات الأساسية التي يجب أخذها في الاعتبار. يجب تقييم حالات تعرض المنشأ للكلوريدات ، مثل منشآت وقوف السيارات حيث يمكن تعقب الكلوريدات في المركبات ، أو في المنشآت القريبة من مياه البحر. يمكن أن يوفر التسليح المطلي ، وحديد التسليح المقاومة للتآكل ، وتغطية أكبر من الحد الأدنى المطلوب في 20.5 حماية إضافية في ظل هذه الظروف. استخدام خبث الإسمنت المطابق للمواصفة ASTM C989 أو الرماد المتطاير ASTM C618 والمستويات المتزايدة لمقاومة الضغط المحددة توفر حماية أكبر. يمكن أن يوفر استخدام أبخرة السيليكا التي تلبى ASTM C1240 مع مخفض مناسب للمياه عالي المدى ، ASTM C494 ، النوعين F و G ، أو ASTM C1017 حماية إضافية (Ozyildirim and Halstead 1988). استخدام ASTM C1202 لاختبار الخلطات الخرسانية المقترحة للاستخدام سيوفر معلومات إضافية عن أداء الخلطات.



**Chloride limits for Exposure Category C:** For Exposure Classes C0, C1, and C2, the chloride ion limits apply to the chlorides contributed from the concrete materials, not from the environment surrounding the concrete. Even for Exposure Class C0, water-soluble chlorides introduced from the concrete materials can potentially induce corrosion of the reinforcement and must be limited for both nonprestressed and prestressed concrete, regardless of external exposure. For nonprestressed concrete, the permitted maximum amount of water-soluble chloride ions incorporated into the concrete, depends on the degree of exposure to an anticipated external source of moisture and chlorides. For prestressed concrete, the same limit of 0.06 percent chloride ion by mass of cementitious material applies regardless of exposure. The limits on chloride ion content for prestressed concrete are reduced from those for nonprestressed concrete because corrosion of prestressed reinforcement generally has more severe consequences than corrosion of nonprestressed reinforcement. Corrosion-induced reduction in the cross-sectional area of the prestressed reinforcement may result in fracture of the steel (**ACI 222R**). The presence of chloride ions may cause corrosion of embedded aluminum such as conduits, especially if the aluminum is in contact with embedded steel and the concrete is in a humid environment. Requirements for protecting aluminum embedments from corrosion are given in **20.6.3** and **26.8.2**. Allowable chloride limits are based on the mass of total cementitious materials rather than portland cement alone. This change was made in ACI 318-19 to reflect findings that demonstrate the beneficial effects of supplementary cementitious materials (SCMs) in reducing permeability and binding chlorides, thus helping to inhibit corrosion (**Kosmatka and Wilson 2016**). Because there are diminishing effects with increasing amounts of SCMs, the Code limits the mass of SCMs to 50 percent of the total cementitious materials that can be used to calculate the allowable amount of chloride ions in concrete (**Tepke et al. 2016**). Additional information on the effects of chlorides on the corrosion of steel reinforcement is given in **ACI 201.2R**, which provides guidance on concrete durability, and **ACI 222R**, which provides guidance on factors that impact corrosion of metals in concrete. Requirements for the evaluation of chloride ion content are provided in **26.4.2.2**.

حدود الكلوريد لفئة التعريض ج: بالنسبة لفئات التعريض C0 و C1 و C2 ، تنطبق حدود أيونات الكلوريد على الكلوريدات التي تساهم بها المواد الخرسانية ، وليس من البيئة المحيطة بالخرسانة. حتى بالنسبة لدرجة التعريض C0 ، يمكن أن تؤدي الكلوريدات القابلة للذوبان في الماء التي يتم إدخالها من المواد الخرسانية إلى تآكل التسليح ويجب أن تكون محدودة لكل من الخرسانة الغير مسبقة الإجهاد ، بغض النظر عن التعرض الخارجي. بالنسبة للخرسانة الغير معالجة ، تعتمد الكمية القصوى المسموح بها من أيونات الكلوريد القابلة للذوبان في الماء المدمجة في الخرسانة ، على درجة التعرض لمصدر خارجي متوقع للرطوبة والكلوريدات. بالنسبة للخرسانة مسبقة الإجهاد ، يتم تطبيق نفس الحد من أيون الكلوريد بنسبة 0.06 في المائة من كتلة المادة الأسمنتية بغض النظر عن التعرض. يتم تقليل الحدود على محتوى أيونات الكلوريد للخرسانة مسبقة الإجهاد من تلك الخاصة بالخرسانة غير مسبقة الإجهاد لأن تآكل التسليح مسبقة الإجهاد له نتائج أكثر حدة بشكل عام من تآكل التسليح الغير مسبقة الإجهاد. قد يؤدي الحد من التآكل الناجم عن التخفيف في مساحة المقطع العرضي للتسليح مسبقة الإجهاد إلى كسر الحديد. (ACI 222R) قد يتسبب وجود أيونات الكلوريد في تآكل الألومنيوم المغمر مثل القنوات ، خاصة إذا كان الألومنيوم على اتصال بالحديد المغمر وكانت الخرسانة في بيئة رطبة. ترد متطلبات حماية أجزاء الألومنيوم من التآكل في 20.6.3 و 26.8.2. تعتمد حدود الكلوريد المسموح بها على كتلة المواد الأسمنتية الإجمالية بدلاً من الأسمنت البورتلاندي وحده. تم إجراء هذا التغيير في ACI 318-19 ليعكس التأثيرات التي توضح التأثيرات المفيدة للمواد الإسمنتية الإضافية (SCMs) في تقليل النفاذية وربط الكلوريدات ، مما يساعد على منع التآكل (Kosmatka و Wilson (2016)). نظراً لوجود تأثيرات متناقضة مع كميات متزايدة من SCMs ، فإن الكود يحد كتلة SCMs إلى 50 بالمائة من إجمالي المواد الإسمنتية التي يمكن استخدامها لحساب الكمية المسموح بها من أيونات الكلوريد في الخرسانة (Tepke وآخرون 2016). توجد معلومات إضافية عن تأثيرات الكلوريدات على تآكل حديد التسليح في ACI 201.2R ، والتي توفر إرشادات حول متانة الخرسانة ، و ACI 222R ، والتي توفر إرشادات حول العوامل التي تؤثر على تآكل المعادن في الخرسانة. 26.4.2.2 متطلبات تقييم محتوى أيون الكلوريد.

Table 19.3.2.1—Requirements for concrete by exposure class

الجدول 19.3.2.1 - متطلبات الخرسانة حسب فئة التعرض

Exposure class		Maximum $w/cm$ <sup>[1,2]</sup>	Minimum $f'_c$ , MPa	Additional requirements			Limits on cementitious materials
				Air content			
F0		N/A	17	N/A			N/A
F1		0.55	24	Table 19.3.3.1 for concrete or Table 19.3.3.3 for shotcrete			N/A
F2		0.45	31	Table 19.3.3.1 for concrete or Table 19.3.3.3 for shotcrete			N/A
F3		0.40 <sup>[3]</sup>	35 <sup>[3]</sup>	Table 19.3.3.1 for concrete or Table 19.3.3.3 for shotcrete			26.4.2.2(b)
			Cementitious materials <sup>[4]</sup> — Types			Calcium chloride admixture	
			ASTM C150	ASTM C595	ASTM C1157		
S0		N/A	17	No type restriction	No type restriction	No type restriction	No restriction
S1		0.50	28	II <sup>[5][6]</sup>	Types with (MS) designation	MS	No restriction
S2		0.45	31	V <sup>[6]</sup>	Types with (HS) designation	HS	Not permitted
S3	Option 1	0.45	31	V plus pozzolan or slag cement <sup>[7]</sup>	Types with (HS) designation plus pozzolan or slag cement <sup>[7]</sup>	HS plus pozzolan or slag cement <sup>[7]</sup>	Not permitted
	Option 2	0.40	35	V <sup>[8]</sup>	Types with (HS) designation	HS	Not permitted
W0		N/A	17	None			
W1		N/A	17	26.4.2.2(d)			
W2		0.50	28	26.4.2.2(d)			
			Maximum water-soluble chloride ion (Cl <sup>-</sup> ) content in concrete, percent by mass of cementitious materials <sup>[9,10]</sup>			Additional provisions	
			Nonprestressed concrete	Prestressed concrete			
C0		N/A	17	1.00	0.06	None	
C1		N/A	17	0.30	0.06		
C2		0.40	35	0.15	0.06	Concrete cover <sup>[11]</sup>	

[1]The  $w/cm$  is based on all cementitious and supplementary cementitious materials in the concrete mixture.

[2]The maximum  $w/cm$  limits do not apply to lightweight concrete.

[3]For plain concrete, the maximum  $w/cm$  shall be 0.45 and the minimum  $f'_c$  shall be 31 MPa.

[4]Alternative combinations of cementitious materials to those listed are permitted for all sulfate exposure classes when tested for sulfate resistance and meeting the criteria in 26.4.2.2(c).

[5]For seawater exposure, other types of portland cements with tricalcium aluminate (C<sub>3</sub>A) contents up to 10 percent are permitted if the  $w/cm$  does not exceed 0.40.

[6]Other available types of cement such as Type I or Type III are permitted in Exposure Classes S1 or S2 if the C<sub>3</sub>A contents are less than 8 percent for Exposure Class S1 or less than 5 percent for Exposure Class S2.

[7]The amount of the specific source of the pozzolan or slag cement to be used shall be at least the amount that has been determined by service record to improve sulfate resistance when used in concrete containing Type V cement. Alternatively, the amount of the specific source of the pozzolan or slag cement to be used shall be at least the amount tested in accordance with ASTM C1012 and meeting the criteria in 26.4.2.2(c).

[8]If Type V cement is used as the sole cementitious material, the optional sulfate resistance requirement of 0.040 percent maximum expansion in ASTM C150 shall be specified.

[9]The mass of supplementary cementitious materials used in determining the chloride content shall not exceed the percent of the portland cement.

[10]Criteria for determination of chloride content are in 26.4.2.2.

[11]Concrete cover shall be in accordance with 20.5.

[1]يعتمد  $w/cm$  على جميع المواد الأسمنتية والاضافية في الخلطة الخرسانية.

[2]لا تنطبق الحدود القصوى  $w/cm$  على الخرسانة خفيفة الوزن.

[3]بالنسبة للخرسانة العادية ، يجب أن يكون الحد الأقصى  $w/cm$  0.45 وأن يكون الحد الأدنى  $f'_c$  31 ميجا باسكال.

[4]يسمح بالتركيبات البديلة من المواد الأسمنتية لتلك المدرجة لجميع فئات التعرض للكبريتات عند اختبارها لمقاومة الكبريتات واستيفاء المعايير الواردة في 26.4.2.2 (ج).

[5]بالنسبة للتعرض لمياه البحر ، يُسمح بأنواع أخرى من الأسمنت البورتلاندي بمحتويات ألومينات ثلاثي الكالسيوم (C3A) حتى 10 في المائة إذا لم يتجاوز  $w/cm$  0.40.

[6]يُسمح بأنواع أخرى متاحة من الأسمنت مثل النوع الأول أو النوع الثالث في فئات التعرض S1 أو S2 إذا كانت محتويات C3A أقل من 8 بالمائة لفئة التعرض S1 أو أقل من 5 بالمائة لفئة التعرض S2.

[7]يجب أن تكون كمية المصدر المحدد للأسمنت البوزولاني أو الخبث المستخدم على الأقل الكمية التي تم تحديدها بواسطة سجل الخدمة لتحسين مقاومة الكبريتات عند استخدامها في الخرسانة التي تحتوي على النوع الخامس من الأسمنت. بشكل بديل ، يجب أن تكون كمية المصدر المحدد لأسمنت البوزولان أو الخبث المستخدم على الأقل الكمية التي تم اختبارها وفقاً لـ ASTM C1012 واستيفاء المعايير الواردة في 26.4.2.2 (ج).

[8]إذا تم استخدام النوع الخامس من الأسمنت كمادة أسمنتية واحدة ، فيجب تحديد متطلبات مقاومة الكبريتات الاختيارية التي تبلغ الحد الأقصى للتمدد 0.040 في المائة في ASTM C150.[9] يجب ألا تتجاوز كتلة المواد الأسمنتية الاضفعية المستخدمة في تحديد محتوى الكلوريد كتلة الأسمنت البورتلاندي.

[10]معايير تحديد محتوى الكلوريد في 26.4.2.2.

[11]يجب أن يكون الغطاء الخرساني طبقاً للمواصفة 20.5.

## CODE

### الكود

#### 19.3.3 Additional requirements for freezing-and-thawing exposure

##### 19.3.3 متطلبات إضافية للتعرض للتجميد والذوبان

**19.3.3.1** concrete subject to freezing-and-thawing Exposure Classes F1, F2, or F3 shall be air entrained. Except as permitted in 19.3.3.6, air content shall conform to Table 19.3.3.1.

**19.3.3.1** خرسانة معرضة للتجميد والذوبان يجب أن تكون فئات التعرض **F1** أو **F2** أو **F3** محبوسة للهواء. باستثناء ما هو مسموح به في **19.3.3.6** ، يجب أن يتوافق محتوى الهواء مع الجدول **19.3.3.1**.

**Table 19.3.3.1—Total air content for concrete exposed to cycles of freezing and thawing**

الجدول **19.3.3.1** - محتوى الهواء الإجمالي للخرسانة المعرضة لدورات التجميد والذوبان

Mixture type	Sampling location	Target air content, percent		
		F1	F2	F3
Wet-mix shotcrete	Before placement	5.0	6.0	6.0
Dry-mix shotcrete	In-place	N/A <sup>[1]</sup>	N/A <sup>[1]</sup>	4.5

[1] Entrained air is not required in dry-mix shotcrete for these exposure classes.

[1] لا يلزم الهواء الداخل في الخرسانة المرشوشة من خليط جاف لفئات التعرض هذه.

**19.3.3.2** Concrete shall be sampled in accordance with ASTM C172, and air content shall be measured in accordance with ASTM C231 or ASTM C173.

**19.3.3.2** يجب أخذ عينات من الخرسانة طبقاً للمواصفة **ASTM C172** ، ويجب قياس محتوى الهواء طبقاً للمواصفة **ASTM C231** أو **ASTM C173**.

## COMMENTARY

### التعليق

#### R19.3.3 Additional requirements for freezing-and-thawing exposure

##### R19.3.3 متطلبات إضافية للتعرض للتجميد والذوبان

**R19.3.3.1** A table of required air contents for concrete to resist damage from cycles of freezing and thawing is included in the Code, based on guidance provided for proportioning concrete mixtures in **ACI 211.1**. Entrained air will not protect concrete containing coarse aggregates that undergo disruptive volume changes when frozen in a saturated condition.

**R19.3.3.1** يتم تضمين جدول محتويات الهواء المطلوبة للخرسانة لمقاومة التلف الناتج عن دورات التجميد والذوبان في الكود ، بناءً على الإرشادات المقدمة لتناسب خلطات خرسانية في **ACI 211.1** الهواء المحبوس لن يحمي الركام الخشن المحتوي على الخرسانة المعرضة لتغيرات في الحجم عندما يتم تجميدها في حالة مشبعة.

**R19.3.3.2** The sampling of fresh concrete for acceptance based on air content is usually performed as the concrete is discharged from a mixer or a transportation unit (for example, a ready mixed concrete truck) to the conveying equipment used to transfer the concrete to the forms. ASTM C172M primarily covers sampling of concrete as it is discharged from a mixer or a transportation unit, but recognizes that specifications may require sampling at other points such as discharge from a pump. Table 19.3.3.1 was developed for testing as-delivered concrete. ASTM C231M is applicable to normalweight concrete and ASTM C173M is applicable to normalweight or lightweight concrete. If the licensed design professional requires measurement of air content of fresh concrete at additional sampling locations, such requirements should be stated in the construction documents, including the sampling protocol, test methods to be used, and the criteria for acceptance.

**R19.3.3.2** أخذ عينات الخرسانة الطازجة للقبول على أساس محتوى الهواء عادة ما يتم إجراؤه أثناء تفريغ الخرسانة من الخلاطة أو وحدة النقل (على سبيل المثال، شاحنة خرسانة جاهزة الخلط) إلى معدات النقل المستخدمة لنقل الخرسانة إلى القوالب. تغطي **ASTM C172M** بشكل أساسي أخذ عينات من الخرسانة حيث يتم تفريغها من الخلاطة أو وحدة النقل، ولكنها تدرك أن المواصفات قد تتطلب أخذ عينات في نقاط أخرى مثل التفريغ من المضخة. تم وضع الجدول **19.3.3.1** لاختبار الخرسانة التي يتم تسليمها. **ASTM C231M** قابلة للتطبيق على الخرسانة ذات الوزن العادي و **ASTM C173M** قابلة للتطبيق على الخرسانة ذات الوزن العادي أو الخفيف. إذا تطلب محترف التصميم المرخص قياس محتوى الهواء للخرسانة الطازجة في مواقع أخذ عينات إضافية، فيجب ذكر هذه المتطلبات في وثائق الإنشاء، بما في ذلك بروتوكول أخذ العينات، وطرق الاختبار المستخدمة، ومعايير القبول.

## CODE

### الكود

**19.3.3.3** Wet-mix shotcrete subject to freezing-and-thawing Exposure Classes F1, F2, or F3 shall be air entrained. Dry-mix shotcrete subject to freezing-and-thawing Exposure Class F3 shall be air entrained. Except as permitted in 19.3.3.6, air content shall conform to Table 19.3.3.3.

**19.3.3.3** يجب أن تكون خلطة الخرسانة المرشوشة بالخلط الرطب المعرضة للتجميد والذوبان فئات التعرض F1 أو F2 أو F3 محبوسة بالهواء. يجب أن تكون خلطة الخرسانة المرشوشة بالخلط الجاف المعرضة للتجميد والذوبان من الفئة F3 محبوسة بالهواء. باستثناء ما هو مسموح به في 19.3.3.6 ، يجب أن يتوافق محتوى الهواء مع الجدول 19.3.3.3.

**Table 19.3.3.3—Total air content for shotcrete exposed to cycles of freezing and thawing**

جدول 19.3.3.3 - محتوى الهواء الكلي للخرسانة المرشوشة المعرضة لدورات التجميد والذوبان

Mixture type	Sampling location	Target air content, percent		
		F1	F2	F3
Wet-mix shotcrete	Before placement	5.0	6.0	6.0
Dry-mix shotcrete	In-place	N/A <sup>[1]</sup>	N/A <sup>[1]</sup>	4.5

[1] Entrained air is not required in dry-mix shotcrete for these exposure classes.

[1] لا يلزم الهواء الداخل في الخرسانة المرشوشة بالخلط الجاف لفئات التعرض هذه.

**19.3.3.4** Wet-mix shotcrete shall be sampled in accordance with **ASTM C172**, and air content shall be measure in accordance with **ASTM C231** or **ASTM C173**.

**19.3.3.4** يجب أخذ عينات من الخرسانة المرشوشة بالخلط الرطب طبقاً للمواصفة **ASTM C172** ، ويجب قياس محتوى الهواء طبقاً للمواصفة **ASTM C231** أو **ASTM C173**.

**19.3.3.5** Dry-mix shotcrete shall be sampled and air content shall be measured as directed by the licensed design professional.

**19.3.3.5** يجب أخذ عينات من الخرسانة المرشوشة بالخلط الجاف وقياس محتوى الهواء حسب توجيهات محترف التصميم المرخص.

## COMMENTARY

### التعليق

**R19.3.3.3** Adding air-entraining admixtures improves freezing-and-thawing resistance of wet-mix shotcrete (**ACI 506R**). Having air contents before placement as specified in Table 19.3.3.3 will provide required performance in freezing and thawing. Air contents greater than those specified will not improve shotcrete performance because once adequate air content for durability is achieved, there is no further benefit. As in all concrete, too much in-place air will reduce strength. Dry-mix shotcrete without air entrainment has performed well in freezing-and-thawing environments with no exposure to saltwater or deicing salts (**ACI 506R**; **Seegebrecht et al. 1989**). For exposure to saltwater or deicing salts, air-entraining admixtures, in either a wet or dry form, can be added to dry-mix shotcrete to provide the required air content for durability in these exposures (**Bertrand and Vezina 1994**). The higher air content of wet-mix shotcrete sampled at the point of delivery accounts for expected air losses during shooting.

**R19.3.3.3** تؤدي إضافة الخلطات التي تحبس الهواء إلى تحسين مقاومة التجميد والذوبان لخرسانة المرشوشة بالخلط الرطب (**ACI 506R**). سيوفر امتلاك محتويات الهواء قبل الوضع كما هو محدد في الجدول 19.3.3.3 الأداء المطلوب في التجميد والذوبان. لن تعمل محتويات الهواء الأكبر من تلك المحددة على تحسين أداء الخرسانة المرشوشة لأنه بمجرد تحقيق محتوى هواء مناسب للممتانة ، لن يكون هناك مزيد من الراحة. كما هو الحال في جميع الخرسانة ، فإن الكثير من الهواء في الموقع يقتل من المقاومة. لقد كان أداء الخرسانة المرشوشة بالخلط الجاف دون احتجاز الهواء جيداً في بيئات التجميد والذوبان مع عدم التعرض للمياه المالحة أو أملاح التذويب (**ACI 506R**) ؛ (**Seegebrecht et al. 1989**). يمكن إضافة المواد المضافة المحبوسة للهواء ، سواء في شكل رطب أو جاف ، للخرسانة المرشوشة بالخلط الجاف لتوفير محتوى الهواء المطلوب للممتانة في هذه التعرضات (**Bertrand and Vezina 1994**). ارتفاع محتوى الهواء للخرسانة المرشوشة بالخلط الرطب التي تم أخذ عينات منها عند نقطة التسليم يمثل فوائدها المتوقعة أثناء الضخ (الرش).

**R19.3.3.5** If the licensed design professional requires measurement of air content of fresh dry-mix shotcrete, such requirements are to be stated in the construction documents, including the sampling frequency, sampling protocol, test methods to be used, and the criteria for acceptance. The air content required for dry-mix shotcrete is for sampling of in-place shotcrete. This air content can be verified by taking cores from shotcrete test panels for analysis in accordance with **ASTM C457**. During the mixture development process, shotcrete test panels may be prepared with different amounts of air-entraining admixture and cored to determine a dosage that will provide the required amount of air after placement. The use of **ASTM C457** for quality control during construction is not practical. Although there are no standard tests for air content of dry-mix shotcrete during construction, there are industry accepted methods for testing. These methods involve obtaining samples of dry-mix shotcrete and performing standard tests such as **ASTM C231** to determine air content. Field measurements of air content of dry-mix shotcrete have been obtained by shooting the material directly into a bowl of an air meter (**Bertrand and Vezina 1994**). Samples for air content testing can also be taken from material shot into test panels, into a wheelbarrow, or onto the ground. These samples can then be used for testing in accordance with **ASTM C231** (**Zhang 2015**).



**R19.3.3.5** إذا طلب محترف التصميم المرخص قياس محتوى الهواء من الخرسانة المرشوشة بالخلط الجاف ، فيجب ذكر هذه المتطلبات في وثائق البناء ، بما في ذلك تكرار أخذ العينات ، وبروتوكول أخذ العينات ، وطرق الاختبار المستخدمة ، والمعايير للقبول. محتوى الهواء المطلوب للخرسانة المرشوشة بالخلط الجاف هو لأخذ عينات من الخرسانة المرشوشة في الموقع. يمكن التحقق من محتوى الهواء هذا عن طريق أخذ نوى من ألواح اختبار الخرسانة المرشوشة للتحليل وفقاً لـ **ASTM C457** أثناء عملية تطوير الخليط ، يمكن تحضير لوحات اختبار الخرسانة المرشوشة بكميات مختلفة من خليط امتصاص الهواء ومحفور لتحديد الجرعة التي ستوفر الكمية المطلوبة من الهواء بعد الوضع. استخدام **ASTM C457** لمراقبة الجودة أثناء البناء ليس عملياً. على الرغم من عدم وجود اختبارات قياسية لمحتوى الهواء من الخرسانة المرشوشة بالخلط الجاف أثناء البناء ، هناك طرق صناعية مقبولة للاختبار. تتضمن هذه الطرق الحصول على عينات من الخرسانة المرشوشة بالخلط الجاف وإجراء اختبارات قياسية مثل **ASTM C231** لتحديد محتوى الهواء. تم الحصول على القياسات الميدانية لمحتوى الهواء للخرسانة المرشوشة بالخلط الجاف عن طريق رمي المادة مباشرة في وعاء بمقياس الهواء (Betrand and Vezina 1994). يمكن أيضاً أخذ عينات لاختبار محتوى الهواء من المواد التي تم ضخها (رشها) في لوحات الاختبار أو في عربة يدوية أو على الأرض. يمكن بعد ذلك استخدام هذه العينات للاختبار وفقاً لـ **ASTM C231** (Zhang 2015).

**19.3.3.6** For  $f' \geq 35$  MPa, reduction of air content indicated in Table 19.3.3.1 and 19.3.3.3 by 1.0 percentage point is permitted.

**19.3.3.6** بالنسبة لـ  $f' \geq 35$  MPa ، يُسمح بتخفيض محتوى الهواء المشار إليه في الجدول 19.3.3.1 و 19.3.3.3 بنسبة 1.0 نقطة مئوية.

**19.3.3.7** The maximum percentage of pozzolans, including fly ash and silica fume, and slag cement in concrete assigned to Exposure Class F3, shall be in accordance with 26.4.2.2(b).

**19.3.3.7** يجب أن تكون النسبة المئوية المنوية القصوى من البوزولان ، بما في ذلك الرماد المتطاير ودخان السيليكا ، وأسمنت الخبث في الخرسانة المخصصة لفئة التعرض F3 ، متوافقة مع 26.4.2.2 (ب).

**R19.3.3.6** This section permits a 1.0 percentage point lower air content for concrete with  $f'$  equal to or greater than 35 MPa. Such higher-strength concretes, which have a lower  $w/cm$  and porosity, have greater resistance to cycles of freezing and thawing.

**R19.3.3.6** يسمح هذا القسم بمحتوى أقل بمقدار 1 نقطة مئوية من الهواء للخرسانة مع  $f' \geq 35$  MPa. تتميز هذه الخرسانات ذات المقاومة العالية، والتي تكون أقل من  $w/cm$  والمسامية ، بمقاومة أكبر لدورات التجميد والذوبان.

**R19.3.3.7** This provision is intended for application during concrete mixture proportioning. The provision has been duplicated in 26.4.2.2(b). Additional commentary information is presented in Chapter 26.

**R19.3.3.7** يستهدف هذا البند للتطبيق أثناء تناسب الخلطة الخرسانية. تم تكرار الحكم في 26.4.2.2 (ب). يتم تقديم معلومات التعليقات الإضافية في الفصل 26.



**19.3.4 Additional requirements for chloride ion content**

**19.3.4.1** Nonprestressed concrete that will be cast against stay-in-place galvanized steel forms shall comply with the chloride ion limits for Exposure Class C1 unless a more stringent limit is required by other project conditions.

19.3.4 المتطلبات الإضافية لمحتوى أيونات الكلوريد  
**19.3.4.1** يجب أن تتوافق الخرسانة الغير مسبقة الإجهاد التي سيتم صبها ضد أشكال الصلب المجلفن في الموقع مع حدود أيونات الكلوريد لفئة التعرض C1 ما لم يتطلب حد أكثر صرامة في ظروف المشروع الأخرى.

**19.4—Grout durability requirements**

**19.4.1** Water-soluble chloride ion content of grout for bonded tendons shall not exceed 0.06 percent when tested in accordance with ASTM C1218M, measured by mass of chloride ion to mass of cementitious materials.

**19.4 - متطلبات مقاومة الجراوت**

**19.4.1** لا يجب أن يتجاوز محتوى أيون كلوريد الماء المذاب للجراوت للكابلات الشد المترابطة 0.06٪ عند اختباره طبقاً لـ ASTM C1218M ، مقاسة بكتلة أيون الكلوريد إلى كتلة المواد الاسمنتية.

**R19.3.4 Additional requirements for chloride ion content**

**R19.3.4.1** Corrosion of galvanized steel sheet or stay-in-place galvanized steel forms may occur, especially in humid environments or where drying is inhibited by the thickness of the concrete, coatings, or impermeable coverings. If stay-in-place galvanized steel forms are used, the maximum chloride limit of 0.30 percent is required. For more severe environments, such as for concrete in Exposure Class C2, a more stringent limit of 0.15 percent would be required. At the time of design, the licensed design professional may not know if aluminum embedments or stay-in-place galvanized steel forms will be used. Use of aluminum embedments is covered in 26.8.2. Use of stay-in-place galvanized steel forms is covered in 26.4.2.2.

**R19.3.4** المتطلبات الإضافية لمحتوى أيونات الكلوريد  
**R19.3.4.1** يمكن أن يحدث تآكل ألواح الحديد المجلفن أو أشكال الصلب المجلفن المتبقي في الموقع، خاصة في البيئات الرطبة أو حيث يتم تثبيط التجفيف بسماكة الخرسانة أو الطلاءات أو أغشية غير منفذة. إذا تم استخدام أشكال الحديد المجلفن المتبقي في الموقع ، فإن الحد الأقصى لكلوريد هو 0.30 في المائة مطلوب. بالنسبة للبيئات الأكثر شدة ، مثل الخرسانة في فئة التعرض C2 ، يلزم حد أكثر صرامة بنسبة 0.15 في المائة. في وقت التصميم ، قد لا يعرف محترف التصميم المرخص ما إذا كانت ستستخدم الألومنيوم أو أشكال الحديد المجلفن في الموقع. تم تغطية استخدامات الألومنيوم في 26.8.2. تمت تغطية استخدام أشكال الصلب المجلفن المتبقي في الموقع في 26.4.2.2.

CHAPTER 20—STEEL REINFORCEMENT  
PROPERTIES, DURABILITY, AND EMBEDMENTS

R20—STEEL REINFORCEMENT  
PROPERTIES, DURABILITY, AND EMBEDMENTS

الفصل 20 - خصائص ومتانة وغرز حديد التسليح

R20 - خصائص ومتانة وغرز حديد التسليح

20.1—Scope

**20.1.1** This chapter shall apply to steel reinforcement, and shall govern (a) through (c):

- (a) Material properties
- (b) Properties to be used for design
- (c) Durability requirements, including minimum specified cover requirements

**20.1 المجال**

**20.1.1** ينطبق هذا الفصل على حديد التسليح ، ويحكم (أ) الى (ج):

(أ) خصائص المواد

(ب) خصائص لاستخدامها في التصميم

(ج) متطلبات المتانة، بما في ذلك الحد الأدنى المحدد لمتطلبات الغطاء

**20.1.2** Provisions of 20.6 shall apply to embedments.

**20.1.2** تطبق أحكام 20.6 على الغرز.

R20.1—Scope

**R20.1.1** Materials permitted for use as reinforcement are specified. Other metal elements, such as inserts, anchor bolts, or plain bars for dowels at isolation or contraction joints, are not normally considered reinforcement under the provisions of this Code. Fiber-reinforced polymer (FRP) reinforcement is not addressed in this Code. ACI Committee 440 has developed guidelines for the use of FRP reinforcement (ACI 440.1R and 440.2R).

**R20.1 المجال**

**R20.1.1** يتم تحديد المواد المسموح باستخدامها كتسليح. لا تعتبر العناصر المعدنية الأخرى، مثل الإدخالات، ومسامير التثبيت، أو الأسياخ العادية للأشواير عند فواصل العزل أو الانكماش، عادة تسليحًا بموجب أحكام هذا الكود. لا تتم معالجة تسليح البوليمر المسلح بالألياف (FRP) في هذا الكود. وضعت لجنة ACI 440 مبادئ توجيهية لاستخدام تسليح FRP (ACI 440.1R and 440.2R).

## 20.2—Nonprestressed bars and wires

### 20.2 - أسياخ وأسلاك غير مسبقة الاجهاد

#### 20.2.1 Material properties

##### 20.2.1 خصائص المادة

**20.2.1.1** Nonprestressed bars and wires shall be deformed, except plain bars or wires are permitted for use in spirals.

**20.2.1.1** يجب أن تكون الأسياخ والأسلاك غير مسبقة الاجهاد محلزنة، باستثناء أن الاسياخ أو الأسلاك العادية مسموح لها باستخدامها في الحلزوني.

**20.2.1.2** Yield strength of nonprestressed bars and wires shall be determined by either (a) or (b):

(a) The offset method, using an offset of 0.2 percent in accordance with ASTM A370

(b) The yield point by the halt-of-force method, provided the nonprestressed bar or wire has a sharp-kneed or well- defined yield point.

**20.2.1.2** يتم تحديد مقاومة الخضوع للأسياخ والأسلاك غير مسبقة الاجهاد من قبل (أ) أو (ب):

(أ) طريقة الإزاحة، باستخدام إزاحة قدره 0.2 في المائة طبقاً للمواصفة ASTM A370

(ب) نقطة الخضوع عن طريق وقف القوة، بشرط أن يكون السليخ أو السلك مسبق الاجهاد له نقطة خضوع.

## R20.2—Nonprestressed bars and wires

### R20.2 - أسياخ وأسلاك غير مسبقة الاجهاد

#### R20.2.1 Material properties

##### R20.2.1 خصائص المادة

**R20.2.1.2** The majority of nonprestressed steel bar reinforcement exhibits actual stress-strain behavior that is sharply yielding or sharp-kneed (elasto-plastic stress-strain behavior). However, einforcement products such as bars of higher strength grade, steel wire, coiled steel bar, and stainless steel bars and wire generally do not exhibit sharply- yielding stress-strain behavior, but instead are gradually-yielding. The method used to measure yield strength of reinforcement needs to provide for both types of reinforcement stress-strain relationships. A study (Paulson et al. 2013) considering reinforcement manufactured during 6778 through 6716 found that the offset method, using an offset of 7.6 percent, provides for a reasonable estimate of the strength of reinforced concrete structures. The yield strength is determined by the manufacturer during tensile tests performed at the mill on samples of reinforcement. Test methods for determining yield strength of steel, including the offset method and yield point by halt-of- force method, are referenced either in the ASTM standards for nonprestressed bars and wire or in ASTM A37 0 Test methods and Definitions.

**R20.2.1.2** تعرض غالبية أسياخ حديد التسليح الغير مسبق الاجهاد سلوك الإجهاد - أنفعال الفعلي الذي يخضع بشكل حاد أو الحاد (سلوك إجهاد - أنفعال اللدن). ومع ذلك، فإن منتجات التسليح مثل أسياخ ذات درجة مقاومة أعلى وأسلاك فولاذية وسليخ حديد ملتوي وأسياخ من الصلب قليلة الانفعال والأسلاك لا تظهر بشكل عام سلوك خضوع أجهاد - أنفعال، ولكنها بدلا من ذلك تخضع بشكل تدريجي. إن الطريقة المستخدمة لقياس مقاومة الخضوع التسليح تحتاج إلى توفير كلا النوعين من علاقات التسليح أجهاد - أنفعال. وجدت دراسة (Paulson et al. 2013)، بالنظر إلى التسليح الذي تم تصنيعه خلال الفترة من 6778 حتى 6716، أن طريقة الإزاحة، باستخدام إزاحة يبلغ 7.6 بالمائة، توفر تقديراً معقولاً لمقاومة المنشآت الخرسانية المسلحة. يتم تحديد مقاومة الخضوع من قبل الشركة المصنعة أثناء اختبارات الشد التي تجرى في المصنع على عينات من التسليح. تتم الإشارة إلى طرق الاختبار لتحديد مقاومة الخضوع للتسليح، بما في ذلك طريقة الإزاحة ونقطة الخضوع عن طريق طريقة إيقاف القوة، إما في معايير ASTM للأسياخ والأسلاك الغير مسبقة الاجهاد، أو في ASTM A370 طرق الاختبار والتعاريف.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**20.2.1.3** Deformed bars shall conform to (a), (b), (c), (d), or (e), except bar sizes larger than No. 57 shall not be permitted:

(a) **ASTM A615** – carbon steel, including requirements specified in Table 20.2.1.3(a)

(b) **ASTM A706** – low-alloy steel, including requirements specified in (i), (ii), and (iii):

(i) Tensile property requirements for ASTM A706 Grade 690 reinforcement shall be as specified in Table 20.2.1.3(b), and bend test requirements for ASTM A706 Grade 690 reinforcement shall be the same as the bend test requirements for ASTM A706 Grade 550 reinforcement.

(ii) Uniform elongation requirements for all grades of **ASTM A706** reinforcement shall be as specified in Table 20.2.1.3(c), and uniform elongation shall be determined as the elongation at the maximum force sustained by the reinforcing bar test piece.

(iii) For all grades of ASTM A706 reinforcement, the radius at the base of each deformation shall be at least 1.5 times the height of the deformation. This requirement applies to all deformations, including transverse lugs, longitudinal ribs, grade ribs, grade marks, and intersections between deformations. Conformance shall be assessed by measurements taken on newly-machined rolls used to manufacture reinforcing bars, instead of measurements taken on bar samples.

**20.2.1.3** يجب أن تتوافق الاسياخ المحلزنة مع (أ) أو (ب) أو (ج) أو (د) أو

(هـ) ، باستثناء الأحجام الأكبر من السبيخ رقم 57 ، فلا يُسمح بها:

(أ) - **ASTM A615** (حديد الكربون ، بما في ذلك المتطلبات المحددة في

الجدول 20.2.1.3 (أ))

(ب) - **ASTM A706** (حديد منخفض السبائك ، بما في ذلك المتطلبات المحددة

في (1) و (2) و (3): (ط) يجب أن تكون متطلبات خاصية الشد لتسليح

**ASTM A706** الدرجة 690 كما هو محدد في الجدول 20.2.1.3 (ب) ،

ومتطلبات اختبار الانحناء لتسليح **ASTM A706** الدرجة 690 هي نفس

متطلبات اختبار الانحناء لتسليح **ASTM A706** الدرجة 550 (2). يجب أن

تكون متطلبات الاستطالة المنتظمة لجميع درجات تسليح **ASTM A706** كما

هو محدد في الجدول 20.2.1.3 (ج) ، ويتم تحديد الاستطالة المنتظمة على

أنها الاستطالة عند أقصى قوة تتحملها قطعة اختبار سبيخ التسليح (iii). بالنسبة

لجميع درجات تسليح **ASTM A706** ، يجب أن يكون نصف قطر قاعدة كل

حلزون 1.5 مرة على الأقل من ارتفاع الحلزون. ينطبق هذا الشرط على جميع

الحلزونات ، بما في ذلك الأرجل العرضية ، والأعصاب الطولية ، والأعصاب

المتدرجة ، وعلامات الدرجة ، والتقاطعات بين الحلزونات. يتم تقييم المطابقة

من خلال القياسات المأخوذة على لفات مصنوعة حديثاً تستخدم لتصنيع اسياخ

التسليح بدلاً من القياسات المأخوذة على عينات الاسياخ.

**R20.2.1.3** The requirements specified in 20.2.1.3(a) and (b), and in Tables 20.2.1.3(a) through (c), are necessary because the referenced standards in Chapter 3, **ASTM A615-18** and **ASTM A706-16**, do not include these requirements. For project specifications, these requirements should be specified along with the corresponding ASTM requirements. The requirements provide for harmonization of minimum tensile strength requirements between ASTM A615 and ASTM A706, add new ductility requirements to both ASTM A615 and ASTM A706, and introduce Grade 690 reinforcement for ASTM A706. These requirements accommodate the introduction of higher strength reinforcement into the Code for special seismic applications and have been developed considering both structural safety and production of reinforcement. The method for determination of uniform elongation specified in 20.2.1.3(b)(ii) is taken from **ASTM E8**. Low-alloy steel deformed bars conforming to **ASTM A706** are intended for applications where controlled tensile properties are required. ASTM A706 also includes restrictions on chemical composition to enhance weldability for Grades 420 and 550. Rail-steel deformed bars used with this Code are required to conform to **ASTM A996**, including the provisions for Type R bars. Type R bars are required to meet more restrictive provisions for bend tests than other types of rail steel. Stainless steel deformed bars are used in applications where high corrosion resistance or controlled magnetic permeability are required. Low-carbon chromium steel is a high-strength material that is permitted for use as transverse reinforcement for confinement in special earthquake-resistant structural systems and spirals in columns. Refer to Tables 20.2.2.4(a) and (b). **ASTM A1035** provides requirements for bars of two minimum yield strength levels—690 MPa and 830 MPa—designated as Grade 690 and Grade 830, respectively, but the maximum  $f_y$  permitted for design calculations in this Code is limited in accordance with 20.2.2.3. In 2015, **ASTM A615** included bar sizes larger than No. 57, and in 2016, **ASTM A1035** also included bar sizes larger than No. 57. Bar sizes larger than No. 57 are not permitted by this Code due to the lack of information on their performance including bar bends and development lengths.

**Table 20.2.1.3(a)—Modified tensile strength and additional tensile property requirements for ASTM A615 reinforcement**

**الجدول 20.2.1.3 (أ) - مقاومة الشد المعدلة ومتطلبات خصائص الشد الإضافية لتسليح ASTM A615**

	Grade 280	Grade 420	Grade 550	Grade 690
Tensile strength, minimum, MPa	420	550	690	790
Ratio of actual tensile strength to actual yield strength, minimum	1.10	1.10	1.10	1.10

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

Table 20.2.1.3(b)—Tensile property requirements for ASTM A706 Grade 690 reinforcement

الجدول 20.2.1.3 (ب) - متطلبات خصائص الشد لتسليح ASTM A706 الدرجة 690

	Grade 690
Tensile strength, minimum, MPa	807
Ratio of actual tensile strength to actual yield strength, minimum	1.17
Yield strength, minimum, MPa	690
Yield strength, maximum, MPa	814
Fracture elongation in 200 mm, minimum, %	10

Table 20.2.1.3(c)—Uniform elongation requirements for ASTM A706 reinforcement

الجدول 20.2.1.3 (ج) - متطلبات الاستطالة المنتظمة لتسليح ASTM A706

	Grade 420	Grade 550	Grade 690
Uniform elongation, minimum, percent			
Bar designation No.			
10, 13, 16, 19, 22, 25, 29, 32	9	7	6
36, 43, 57	6	6	6

- (c) ASTM A996 – axle steel and rail steel; bars from rail steel shall be Type R  
(d) ASTM A955 – stainless steel  
(e) ASTM A1035 – low-carbon chromium steel

ج - ASTM A996 (الحديد المحوري وحديد القبطان؛ تكون الاسياخ المصنوعة من حديد القبطان من النوع R)  
د - ASTM A955 (الحديد المقاوم للصدأ)  
هـ - ASTM A1035 (حديد الكروم منخفض الكربون)

20.2.1.4 Plain bars for spiral reinforcement shall conform to ASTM A615, A706, A955, or A1035.

20.2.1.4 يجب أن تكون الاسياخ العادية للتسليح الحلزوني مطابقة للمواصفة ASTM A615 أو A706 أو A955 أو A1035.

20.2.1.5 Welded deformed bar mats shall conform to ASTM A184. Deformed bars used in welded deformed bar mats shall conform to ASTM A615 or A706.

20.2.1.5 يجب أن تتوافق حصار الاسياخ المحلزنة الملحومة مع ASTM A184. يجب أن تتطابق الاسياخ المحلزنة المستخدمة في حصار السيخ المحلزن الملحوم مع ASTM A615 أو A706.

20.2.1.3 R20.2.1.3 المتطلبات المحددة في (أ) و (ب) وفي الجداول 20.2.1.3 (أ) حتى (ج) ضرورية لأن المعايير المرجعية في الفصل 3 ، ASTM A615-1861 و ASTM A706-16 ، لا تقم بتضمين هذه المتطلبات. بالنسبة لمواصفات المشروع ، يجب تحديد هذه المتطلبات جنباً إلى جنب مع متطلبات ASTM المقابلة. تنص المتطلبات على تنسيق الحد الأدنى من متطلبات مقاومة الشد بين ASTM A615 و ASTM A706 ، وإضافة متطلبات ليونة جديدة لكل من ASTM A615 و ASTM A706 ، وإدخال تسليح من الدرجة 690 لـ ASTM A706. تستوعب هذه المتطلبات إدخال تسليح عالي المقاومة في الكود للتطبيقات الزلزالية الخاصة وقد تم تطويرها مع مراعاة كل من السلامة الانشائية وإنتاج التسليح. طريقة تحديد الاستطالة المنتظمة المحددة في 20.2.1.3 (ب) (ii) (مأخوذة من ASTM E8. الاسياخ المحلزنة من الحديد منخفض السبائك المطابقة للمواصفة ASTM A706 مخصصة للتطبيقات التي تتطلب خصائص التحكم في الشد. تشمل المواصفة ASTM A706 أيضاً على قيود على التركيب الكيميائي لتعزيز قابلية اللحام للدرجات 420 و 550. الاسياخ المحلزنة من الحديد والقبطان المستخدمة مع هذا الكود مطلوبة للتوافق مع ASTM A996 ، بما في ذلك الأحكام الخاصة بأسياخ النوع R. اسياخ من النوع R مطلوبة لتلبية شروط أكثر تقييداً لاختبارات الانحناء من الأنواع الأخرى من حديد القبطان. يتم استخدام اسياخ محلزنة من الحديد المقاوم للصدأ في التطبيقات التي تتطلب مقاومة عالية للتآكل أو النفاذية المغناطيسية المتحكم بها. حديد الكروم منخفض الكربون هو مادة عالية المقاومة يُسمح باستخدامها كتسليح عرضي للحصر في الأنظمة الانشائية الخاصة المقاومة للزلازل والحلزونيات في الأعمدة. راجع الجدولين 20.2.2.4 (أ) و (ب). توفر المواصفة ASTM A1035 متطلبات اسياخ ذات مستويين من الحد الأدنى لمقاومة الخضوع - 690 ميغا باسكال و 830 ميغا باسكال - تم تصنيفها على أنها درجة 690 ودرجة 830 على التوالي ، ولكن الحد الأقصى المسموح به لحسابات التصميم في هذا الكود محدود وفقاً لـ 20.2.2.3. في عام 2015 ، تضمن ASTM A615 أحجام سيخ أكبر من رقم 57 ، وفي عام 2016 ، شمل ASTM A1035 أيضاً أحجام سيخ أكبر من رقم 57. لا يسمح هذا الكود بأحجام سيخ أكبر من رقم 57 بسبب نقص المعلومات حول أدائهم بما في ذلك انحناءات السيخ وأطوال التثبيت.

R20.2.1.4 Plain bars are permitted only for spiral reinforcement used as transverse reinforcement for columns, transverse reinforcement for shear and torsion, or confining reinforcement for splices.

R20.2.1.4 يُسمح بالاسياخ العادية فقط للتسليح الحلزوني الذي يستخدم كتسليح عرضي للأعمدة أو التسليح العرضي للقصر والالتواء أو حصر التسليح للتوصيلات.



**20.2.1.6** Headed deformed bars shall conform to ASTM A970, including Annex A1 requirements for Class HA head dimensions.

**20.2.1.6** يجب أن تتوافق الأسياخ المحلزنة ذات رأس مع ASTM A970 ، بما في ذلك متطلبات الملحق A1 لأبعاد رأس الفئة HA.

**R20.2.1.6** The limitation to Class HA head dimensions from Annex A1 of **ASTM A970** is due to a lack of test data for headed deformed bars that do not meet Class HA dimensional requirements. Heads not conforming to Class HA limits on bar deformation obstructions and bearing face features have been shown to provide lower anchorage strength than the heads used in the tests that serve as the basis for **25.4.4** (Shao et al. 2016).

**R20.2.1.6** يرجع تحديد أبعاد رأس الفئة HA من الملحق A1 من ASTM A970 إلى نقص بيانات الاختبار للأسياخ المحلزنة ذات الرأس التي لا تلي متطلبات أبعاد الفئة HA. ثبت أن الرؤوس التي لا تتوافق مع حدود الفئة HA في عوائق السيخ المحلزن وميزات وجه التحميل توفر مقاومة تثبيت أقل من الرؤوس المستخدمة في الاختبارات التي تعمل كأساس لـ **25.4.4** (Shao et al. 2016).

**20.2.1.7** Deformed wire, plain wire, welded deformed wire reinforcement, and welded plain wire reinforcement shall conform to (a) or (b), except that yield strength shall be determined in accordance with 20.2.1.2:

- (a) **ASTM A1064** – carbon steel  
(b) **ASTM A1022** – stainless steel

**20.2.1.7** الأسلاك المحلزنة والأسلاك العادية وتسليح الأسلاك المحلزنة الملحومة وتدعيم السلك الملحوم الملحوظ يجب أن تتوافق مع (أ) أو (ب) ، فيما عدا أنه يتم تحديد مقاومة الخضوع وفقاً لـ **20.2.1.2**:

- (أ) **ASTM A1064** – حديد الكربون  
(ب) **ASTM A1022** – الحديد المقاوم للصدأ

**R20.2.1.7** Plain wire is permitted only for spiral reinforcement and in welded plain wire reinforcement, the latter of which is considered deformed. Stainless steel wire and stainless steel welded wire reinforcement are used in applications where high corrosion resistance or controlled magnetic permeability is required. The physical and mechanical property requirements for deformed stainless steel wire and deformed and plain welded wire reinforcement under ASTM A1022 are the same as those for deformed wire, deformed welded wire reinforcement, and plain welded wire reinforcement under ASTM A1064.

**R20.2.1.7** يُسمح بالسلك العادي فقط بالنسبة للتسليح الحلزوني وفي تسليح السلك العادي الملحوم ، والذي يعتبر الأخير منه محلزن. يتم استخدام أسلاك الحديد المقاوم للصدأ وتسليح أسلاك الحديد الملحومة المقاومة للصدأ في التطبيقات التي تتطلب مقاومة عالية للتآكل أو نفاذية مغناطيسية محكمة. المتطلبات الفيزيائية والميكانيكية للأسلاك المحلزنة الفولاذية المقاومة للصدأ والتسليح بالأسلاك الملحومة العادية تحت ASTM A1022 هي نفسها كتلك الخاصة بالأسلاك المحلزنة، تسليح الأسلاك الملحومة المحلزنة، والأسلاك العادية الملحومة تحت ASTM A1064.

**20.2.1.7.1** Deformed wire si&es MD25 through MD200 shall be permitted.

**20.2.1.7.1** يُسمح باستخدام الأسلاك المحلزنة من MD25 حتى MD200.

**R20.2.1.7.1** An upper limit is placed on the size of deformed wire because tests (Rutledge and Devries 2002) have shown that MD290 wire will achieve only approxi- mately 60 percent of the bond strength in tension given by Eq. (25.4.2.4a).

**20.2.1.7.2** Deformed wire si&es larger than MD200 shall be permitted in welded wire reinforcement if treated as plain wire for calculation of development and splice lengths in accordance with 25.4.7 and 25.5.4, respectively.

**20.2.1.7.2** يتم السماح بالأسلاك المحلزنة التي يزيد حجمها عن MD200 في تسليح الأسلاك الملحومة إذا تم التعامل معها على أنها أسلاك بسيطة لحساب أطوال التثبيت والتوصيل وفقاً لـ **25.4.7** و **25.5.4** على التوالي.

**R20.2.1.7.1** تم وضع حد أقصى على حجم الأسلاك المحلزنة لأن الاختبارات (Rutledge and Devries 2002) أظهرت أن سلك MD290 سوف يحقق فقط 60 في المائة تقريباً من مقاومة الترابط في الشد الذي تعطيه المعادلة. (a25.4.2.4).



## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**20.2.1.7.3** Except as permitted for welded wire reinforcement used as stirrups in accordance with 25.7.1, spacing of welded intersections in welded wire reinforcement in the direction of calculated stress shall not exceed (a) or (b):

- (a) 400 mm for welded deformed wire reinforcement
- (b) 300 mm for welded plain wire reinforcement

**20.2.1.7.3** باستثناء ما هو مسموح به لتسليح الأسلاك الملحومة المستخدمة ككثافات وفقاً لـ 25.7.1 ، فإن التباعد بين التقاطعات الملحومة في تسليح الأسلاك الملحومة في اتجاه الضغط المحسوب يجب ألا تتجاوز (أ) أو (ب):  
(أ) 400 ملم من أجل تسليح الأسلاك المحلزنة الملحومة  
(ب) 300 ملم من أجل تسليح الأسلاك العادية الملحومة

## 20.2.2 Design properties

### 20.2.2 خصائص التصميم

**20.2.2.1** For nonprestressed bars and wires, the stress below  $f_y$  shall be  $E_s$  times steel strain. For strains greater than that corresponding to  $f_y$ , stress shall be considered independent of strain and equal to  $f_y$ .

**20.2.2.1** بالنسبة للأسياخ والأسلاك غير مسبقة الإجهاد، يجب أن يكون الإجهاد أدناه هو ضعف انفعال الحديد. بالنسبة للانفعالات التي تكون أكبر من تلك المقابلة، يجب اعتبار الإجهاد مستقلاً عن الانفعال ومساوي لـ  $f_y$ .

**20.2.2.2** Modulus of elasticity,  $E_s$ , for nonprestressed bars and wires shall be permitted to be taken as 200,000 MPa.

**20.2.2.2** يجب أن يؤخذ معامل المرونة،  $E_s$ ، للأسياخ والأسلاك غير مسبقة الإجهاد كما يعادل 200000 MPa.

**20.2.2.3** Yield strength for nonprestressed bars and wires shall be based on the specified grade of reinforcement and shall not exceed the values given in 20.2.2.4 for the associated applications.

**20.2.2.3** يجب أن تعتمد مقاومة الخضوع للأسياخ والأسلاك غير مسبقة الإجهاد على درجة محددة من التسليح ويجب ألا تتجاوز القيم الواردة في 20.2.2.4 للتطبيقات المرتبطة بها.

## R20.2.2 Design properties

### R20.2.2 خصائص التصميم

**R20.2.2.1** For deformed reinforcement, it is reasonably accurate to assume that the stress in reinforcement is proportional to strain below the specified yield strength  $f_y$ . The increase in strength due to the effect of strain hardening of the reinforcement is neglected for nominal strength calculations. In nominal strength calculations, the force developed in tension or compression reinforcement is calculated as:

**R20.2.2.1** بالنسبة للتسليح المحلزن، فإنه من الدقة إلى حد معقول أن نفترض أن الإجهاد في التسليح يكون نسبياً للانفعال أقل من مقاومة الخضوع المحددة  $f_y$ . يتم إهمال الزيادة في المقاومة نتيجة لتأثير الانفعال المقاوم للتسليح في حسابات المقاومة الاسمية. في حسابات المقاومة الاسمية، يتم حساب القوة المطورة في تسليح الشد أو الضغط على النحو التالي:

if  $\epsilon_s < \epsilon_y$  (yield strain)

$$A_s f_s = A_s E_s \epsilon_s$$

if  $\epsilon_s \geq \epsilon_y$

$$A_s f_s = A_s f_y$$

where  $\epsilon_y$  is the value from the strain diagram at the location of the reinforcement.

حيث  $\epsilon_y$  هي القيمة من مخطط الانفعال في موقع التسليح.

## CODE

### الكود

**20.2.2.4** Types of nonprestressed bars and wires to be specified for particular structural applications shall be in accordance with Table 20.2.2.4a for deformed reinforcement and Table 20.2.2.4b for plain reinforcement.

**20.2.2.4** يجب أن تكون أنواع الاسياخ والأسلاك غير مسبقة الاجهاد التي يتم تحديدها لتطبيقات أنشائية معينة مطابقة للجدول 20.2.2.4 أ للتسليح المحلزن والجدول 20.2.2.4 ب للتسليح العادي.

## COMMENTARY

### التعليق

**R20.2.2.4** Tables 20.2.2.4(a) and 20.2.2.4(b) limit the maximum values of yield strength to be used in design calculations for nonprestressed deformed reinforcement and nonprestressed plain spiral reinforcement, respectively. Grade 690 reinforcement is now permitted to resist tension and compression in some applications. For reinforcement resisting compression, strain compatibility calculations indicate that stresses are not likely to exceed 550 MPa before strain in unconfined concrete reaches the strain limit of 0.003 unless special confinement reinforcement is provided to increase the limiting concrete compressive strain. For beams, the deflection provisions of 24.2 and the limitations on distribution of flexural reinforcement of 24.3 become increasingly critical as  $f_y$  increases. In Table 20.2.2.4(a), for deformed reinforcement in special moment frames and special structural walls, the use of longitudinal reinforcement with strength substantially higher than that assumed in design will lead to higher shear and bond stresses at the time of development of yield moments. These conditions may lead to brittle failures in shear or bond and should be avoided even if such failures may occur at higher loads than those anticipated in design. Therefore, **ASTM A706** specifies both a lower and an upper limit on the actual yield strength of the steel and requires a minimum tensile-to-yield strength ratio. **ASTM A615** Grade 420 reinforcement in special seismic systems is permitted only if the requirements of 20.2.2.5(b) are satisfied. **ASTM A706** Grade 550 and Grade 690 are now permitted to resist tension and compression in some applications. **ASTM A706** Grade 550 and Grade 690 are now permitted to resist moments, axial forces, and shear forces in special structural walls and all components of structural walls, including coupling beams and wall piers. **ASTM A706** Grade 550 is also permitted in special moment frames. For reinforcement resisting compression, strain compatibility calculations indicate that stresses are not likely to exceed 550 MPa before strain in unconfined concrete reaches the strain limit of 0.003 unless special confinement reinforcement is provided to increase the limiting concrete compressive strain. The maximum value of yield strength for calculation purposes is limited to 690 MPa for both nonprestressed deformed reinforcement and plain spiral reinforcement in Tables 20.2.2.4(a) and (b), respectively, when used for lateral support of longitudinal bars or for concrete confinement. The research that supports this limit for confinement is given in **Saatcioglu and Razvi (2002)**, **Pessiki et al. (2001)**, and **Richart et al. (1929)**. For reinforcement in special moment frames and special structural walls, the research that indicated that higher yield strengths can be used effectively for confinement reinforcement is given in **Budek et al. (2002)**, **Muguruma and Watanabe (1990)**, and **Sugano et al. (1990)**. The limit of 420 MPa on the values of  $f_y$  and  $f_{yt}$  used in design for most shear and torsional reinforcement is intended to control the width of inclined cracks under service-level gravity loads. The higher yield strength of 550 MPa permitted in shear design for welded deformed wire reinforcement is also intended to control width of inclined cracks and is based on **Guimares et al. (1992)**, **Griezic et al. (1994)**, and **Furlong et al. (1991)**. In particular, full-scale beam tests described in **Griezic et al. (1994)** indicated that the widths of inclined shear cracks at service load levels were less for beams reinforced with smaller diameter welded deformed wire reinforcement cages designed on the basis of a yield strength of 520 MPa than beams reinforced with deformed Grade 420 stirrups.

**R20.2.2.4** يحد الجدولان **20.2.2.4 (أ)** و **20.2.2.4 (ب)** القيم القصوى لمقاومة الخضوع لاستخدامها في حسابات التصميم للتسليح المحلزن الغير مسبق الاجهاد والتسليح الحلزوني العادي الغير مسبق الاجهاد ، على التوالي. يُسمح الآن بتسليح من الدرجة **690** لمقاومة الشد والضغط في بعض التطبيقات. بالنسبة لمقاومة التسليح للضغط ، تشير حسابات توافق الانفعال إلى أنه من غير المحتمل أن تتجاوز الاجهادات **550** ميغا باسكال قبل أن يصل الانفعال في الخرسانة الغير محصورة إلى حد الانفعال البالغ **0.003** ما لم يتم توفير تسليح حصر خاص لزيادة أنفعال الضغط الخرساني المحدد. بالنسبة للكمرات ، تصبح أحكام التشوهات في الفصل **24.2** والقيود المفروضة على توزيع تسليح الانحناء **24.3** حرجة بشكل متزايد مع زيادة  $f_y$ . في الجدول **20.2.2.4 (أ)** ، من أجل التسليح المحلزن في إطارات العزوم الخاصة والجدران الانشائية الخاصة ، فإن استخدام التسليح الطولي مع مقاومة أعلى بكثير من المفترض في التصميم سيؤدي إلى إجهادات القص والترابط أعلى في وقت تطور عزم الخضوع. قد تؤدي هذه الظروف إلى انهيار هش في القص أو الترابط ويجب تجنبها حتى إذا حدثت مثل هذه الانهيارات بأحمال أعلى من تلك المتوقعة في التصميم. لذلك ، تحدد **ASTM A706** حدًا أدنى وأعلى مقاومة الخضوع الفعلية للحديد وتتطلب حدًا أدنى من مقاومة الشد إلى الخضوع. لا يُسمح بتسليح من الدرجة **ASTM A615 420** في أنظمة الزلازل الخاصة إلا إذا تم استيفاء متطلبات **20.2.2.5 (ب)**. يُسمح الآن لـ **ASTM A706** من الدرجة **550** والدرجة **690** بمقاومة الشد والضغط في بعض التطبيقات. يُسمح الآن لـ **ASTM A706** من الدرجة **550** والدرجة **690** بمقاومة العزوم والقوى المحورية وقوى القص في الجدران الانشائية الخاصة وجميع مكونات الجدران الانشائية ، بما في ذلك كمرات الازدواج وركائز الجدار. يُسمح أيضًا باستخدام تسليح من الدرجة **ASTM A706 550** في إطارات العزوم الخاصة. بالنسبة لمقاومة التسليح للضغط ، تشير حسابات توافق الانفعال إلى أنه من غير المحتمل أن تتجاوز الاجهادات **550** ميغا باسكال قبل أن يصل الانفعال في الخرسانة الغير محصورة إلى حد الانفعال البالغ **0.003** ما لم يتم توفير تسليح حصر خاص لزيادة انفعال الضغط الخرساني المحدد. تقتصر القيمة القصوى لمقاومة الخضوع لأغراض الحساب على **690** ميغا باسكال لكل من التسليح المحلزن الغير مسبق الاجهاد والتسليح الحلزوني العادي في الجدولين **20.2.2.4 (أ)** و **(ب)** ، على التوالي ، عند استخدامها للدعم الجانبي للأسياخ الطولية أو للحصر الخرساني . البحث الذي يدعم هذا الحد من الحصر يرد في **Saatcioglu (2002)** ، **Pessiki et al. (2001)** ، وريتشارت وآخرون. (1929). من أجل التسليح في إطارات العزوم الخاصة والجدران الانشائية الخاصة ، فإن البحث الذي أشار إلى أنه يمكن استخدام مقاومة خضوع عالية بشكل فعال لتسليح الحصر في **Muguruma ، Budek et al. (2002)** ، و **Watanabe (1990)** ، و **Sugano et al. (1990)** حد **420** ميغا باسكال على قيم  $f_y$  و  $f_{cr}$  المستخدمة في التصميم لمعظم تسليح القص والالتواء يهدف إلى التحكم في عرض الشقوق المائلة تحت أحمال رأسية في مستوى الخدمة. إن مقاومة الخضوع الأعلى البالغة **550** ميغا باسكال المسموح بها في تصميم القص لتسليح الأسلاك المحلزنة الملحومة تهدف أيضًا إلى التحكم في عرض الشقوق المائلة وتستند إلى **Guimares et al. (1992)** ، **Griezic et al. (1994)** ، وفورلونج وآخرون. (1991). على وجه الخصوص ، اختبارات الكمرة كاملة المقاس الموصوفة في **Griezic et al. (1994)** إلى أن عرض شقوق القص المائلة عند مستويات حمل الخدمة كان أقل للكمرات المسلحة بأقفاص تسليح الأسلاك المحلزنة الملحومة ذات القطر الأصغر المصممة على أساس مقاومة الخضوع **520** ميغا باسكال من الكمرات المسلحة مع كانتات من الدرجة **420** المحلزنة.

For strength-level earthquake load effects, tests of members using higher strength reinforcement have shown acceptable behavior (Wallace 1998; Aoyama 2001; Budek et al. 2002; Sokoli and Ghannoum 2016; Cheng et al. 2016; Huq et al. 2018; Weber-Kamin et al. 2019), leading to the allowance of ASTM A706 Grade 550 reinforcement for special seismic systems and ASTM A706 Grade 690 for special structural walls in the 2019 Code, as indicated in Table 20.2.2.4(a). Footnote [6] of Table 20.2.2.4(a) is provided because ASTM A1064 and A1022 only require the welds to develop 240 MPa in the interconnected wires. Hoops, stirrups, and other elements used in special seismic systems should have anchorages that are capable of developing  $1.25f_y$  or  $1.25f_{yt}$ , as applicable, or tensile strength of the bar or wire, whichever is less, so that moderate ductility capacity can be achieved. A welded product that is capable of developing these stress limits could be approved for use through Code Section 1.10. Footnote [3] of Table 20.2.2.4(a) limiting slab and beam bars passing through or extending from special structural walls to reinforcement meeting 20.2.2.5 provides for greater ductility of these members that are not designated as part of the seismic-force-resisting system but are likely to undergo large nonlinear rotational demands. The 550 MPa limit on  $f_y$  for ties of members or regions of members designed using the strut-and-tie method is imposed because of scarcity of test data justifying a higher limit. The yield strength  $f_y$  of "other" ties is limited to 420 MPa for consistency with the usage "shear."

بالنسبة لتأثيرات حمولة الزلازل على مستوى المقاومة ، أظهرت اختبارات العناصر التي تستخدم تسليح عالي المقاومة سلوكاً مقبولاً (والاس 1998 ؛ أوياما 2001 ؛ بوديك وآخرون 2002 ؛ سوكوني وغنوم 2016 ؛ تشنغ وآخرون 2016 ؛ هوك وآخرون 2018 ؛ ويبر (Kamin et al. 2019) ، مما يؤدي إلى السماح بتسليح من الدرجة ASTM A706 550 للأنظمة الزلزالية الخاصة وتسليح من الدرجة ASTM A706 690 للجدران الإنشائية الخاصة في كود 2019 ، كما هو موضح في الجدول 20.2.2.4 (أ). يتم توفير الحاشية السفلية [6] من الجدول 20.2.2.4 (أ) لأن ASTM A1064 و A1022 تتطلب فقط اللحامات لتطویر 240 ميغا باسكال في الأسلاك المتصلة. يجب أن تحتوي الأطواق والكائنات والعناصر الأخرى المستخدمة في أنظمة الزلازل الخاصة على مثبتات قادرة على تثبيت  $1.25 f_y$  أو  $1.25 f_{yt}$  ، حسب الحاجة للتطبيق ، أو مقاومة الشد للسلك أو السلك ، أيهما أقل ، بحيث يمكن تحقيق قدرة الليونة المعتدلة . يمكن الموافقة على منتج ملحوم قادر على تطوير حدود الاجهاد هذه للاستخدام من خلال قسم الكود 1.10. توفر الحاشية [3] من الجدول 20.2.2.4 (أ) الحد من اسياخ البلاطة والكمرة المارة أو الممتدة من الجدران الإنشائية الخاصة إلى التسليح المقابل 20.2.2.5 ليونة أكبر لهؤلاء العناصر الغير مصممة كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية - ولكن من المرجح أن تخضع لمطالب دوران كبيرة غير خطية. يُفرض حد 550 ميغا باسكال على الروابط العناصر أو مناطق العناصر المصممة باستخدام طريقة ركيزة - شداد بسبب ندرة بيانات الاختبار التي تبرر هذا أعلى. تقتصر مقاومة الخضوع للروابط "الأخرى" على 420 ميغا باسكال للتوافق مع استخدام "القصر."

Table 20.2.2.4(a)—Nonprestressed deformed reinforcement

الجدول 20.2.2.4 (أ) – التسليح المحلزن الغير مسبقي الإجهاد

Usage	Application		Maximum value of $f_y$ or $f_{yt}$ permitted for design calculations, MPa	Applicable ASTM specification			
				Deformed bars	Deformed wires	Welded wire reinforcement	Welded deformed bar mats
Flexure; axial force; and shrinkage and temperature	Special seismic systems	Special moment frames	550	A706 <sup>[2]</sup>	Not permitted	Not permitted	Not permitted
		Special structural walls <sup>[1]</sup>	690				
	Other		690 <sup>[3][4]</sup>	A615, A706, A955, A996, A1035	A1064, A1022	A1064, A1022	A184 <sup>[5]</sup>
Lateral support of longitudinal bars; or concrete confinement	Special seismic systems		690	A615, A706, A955, A996, A1035	A1064, A1022	A1064 <sup>[6]</sup> , A1022 <sup>[6]</sup>	Not permitted
	Spirals		690	A615, A706, A955, A996, A1035	A1064, A1022	Not permitted	Not permitted
	Other		550	A615, A706, A955, A996	A1064, A1022	A1064, A1022	Not permitted
Shear	Special seismic systems <sup>[7]</sup>	Special moment frames <sup>[8]</sup>	550	A615, A706, A955, A996	A1064, A1022	A1064 <sup>[6]</sup> , A1022 <sup>[6]</sup>	Not permitted
		Special structural walls <sup>[9]</sup>	690				
	Spirals		420	A615, A706, A955, A996	A1064, A1022	Not permitted	Not permitted
	Shear friction		420	A615, A706, A955, A996	A1064, A1022	A1064, A1022	Not permitted
	Stirrups, ties, hoops		420	A615, A706, A955, A996, A1035	A1064, A1022	A1064 and A1022 welded plain wire	Not permitted
			550	Not permitted	Not permitted	A1064 and A1022 welded deformed wire	Not permitted
Torsion	Longitudinal and transverse		420	A615, A706, A955, A996	A1064, A1022	A1064, A1022	Not permitted
Anchor reinforcement	Special seismic systems		550	A706 <sup>[2]</sup>	Not permitted	Not permitted	Not permitted
	Other		550	A615, A706, A955, A996	A1064, A1022	A1064, A1022	A184 <sup>[5]</sup>
Regions designed using strut-and-tie method	Longitudinal ties		550	A615, A706, A955, A996	A1064, A1022	A1064, A1022	Not permitted
	Other		420				

[1] All components of special structural walls, including coupling beams and wall piers.

[2] ASTM A615 Grade 420 shall be permitted if requirements of 20.2.2.5(b) are satisfied.

[3] In slabs and beams not part of a special seismic system, bars that pass through or extend from special structural walls shall satisfy 20.2.2.5.

[4] Longitudinal reinforcement with  $f_y > 550$  MPa is not permitted for intermediate moment frames and ordinary moment frames resisting earthquake demands  $E$ .

[5] Welded deformed bar mats shall be permitted to be assembled using only ASTM A615 or A706 deformed bars of Grade 420 or Grade 550.

[6] ASTM A1064 and A1022 are not permitted in special seismic systems if the weld is required to resist stresses in response to confinement, lateral support of longitudinal bars, shear, or other actions.

[7] This application also includes shear reinforcement with a maximum value of 550 MPa  $f_y$  or  $f_{yt}$  permitted for design calculations for diaphragms and foundations for load combinations including earthquake forces if part of a building with a special seismic system.

[8] Shear reinforcement in this application includes stirrups, ties, hoops, and spirals in special moment frames.

[9] Shear reinforcement in this application includes all transverse reinforcement in special structural walls, coupling beams, and wall piers. Diagonal bars in coupling beams shall comply with ASTM A706 or Footnote [2].



- [1] جميع مكونات الجدران الإنشائية الخاصة ، بما في ذلك كمرات الازدواج وركائز الجدران.
- [2] يُسمح بمعيار **ASTM A615** من الدرجة 420 إذا تم استيفاء متطلبات 20.2.2.5 (ب).
- [3] في البلاطات والكمرات التي ليست جزءاً من نظام زلزالي خاص ، يجب أن تفي الاسياخ التي تمر أو تمتد عبر الجدران الإنشائية الخاصة من 20.2.2.5.
- [4] التسليح الطولي مع  $f_y < 550$  ميغا باسكال غير مسموح به لإطارات العزوم المتوسطة وإطارات العزوم العادية التي تقاوم متطلبات الزلزال E.
- [5] يُسمح بحصائر الاسياخ المحلزنة الملحومة باستخدام اسياخ محلزنة **ASTM A615** أو **A706** فقط من الدرجة 420 أو الدرجة 550.
- [6] لا يُسمح باستخدام المواصفة **ASTM A1064** و **A1022** في أنظمة الزلازل الخاصة إذا كان اللحام مطلوباً لمقاومة الاجهادات استجابة للحصر أو الدعم الجانبي للأسياخ الطولية أو القص أو الإجراءات الأخرى.
- [7] يشمل هذا التطبيق أيضاً تسليح القص بقيمة قصوى تبلغ 550 ميغا باسكال أو  $f_y$  المسموح بها لحسابات التصميم للأغشية والاساسات تراكيب الحمل بما في ذلك قوى الزلازل إذا كان جزءاً من مبنى به نظام زلزالي خاص.
- [8] يشمل تسليح القص في هذا التطبيق الكانات والروابط والأطواق والحلزونيات في إطارات العزوم الخاصة.
- [9] يشمل تسليح القص في هذا التطبيق جميع التسليح العرضي في الجدران الإنشائية الخاصة ، وكمرات الازدواج ، وركائز الجدار. تكون الاسياخ القطرية في كمرات الازدواج مطابقة للمواصفة **ASTM A706** أو الحاشية السفلية [2].

Table 20.2.2.4(b)—Nonprestressed plain spiral reinforcement

الجدول 20.2.2.4 (ب) – تسليح حلزوني عادي غير مسبق الاجهاد

Usage	Application	Maximum value of $f_y$ or $f_{yt}$ permitted for design calculations, MPa	Applicable ASTM specification	
			Plain bars	Plain wires
Lateral support of longitudinal bars; or concrete confinement	Spirals in special seismic systems	690	A615, A706, A955, A1035	A1064, A1022
	Spirals	690	A615, A706, A955, A1035	A1064, A1022
Shear	Spirals	420	A615, A706, A955, A1035	A1064, A1022
Torsion in nonprestressed beams	Spirals	420	A615, A706, A955, A1035	A1064, A1022



**20.2.2.5** Deformed nonprestressed longitudinal reinforcement resisting earthquake-induced moment, axial force, or both, in special moment frames, special structural walls, and all components of special structural walls including coupling beams and wall piers shall be in accordance with (a) or (b):

**20.2.2.5** يجب أن يكون التسليح الطولي المحلزن الغير مسبقة الاجهاد المقاوم للزلازل الناتجة للعزم ، أو القوة المحورية ، أو كليهما ، في إطارات العزوم الخاصة ، جدران القص الخاصة ، وجميع مكونات جدران القص الخاصة بما في ذلك الكمرات المزدوجة وركائز الجدران وفقاً لـ (أ) أو (ب):

- (a) **ASTM A706**, Grade 420
- (b) **ASTM A615** Grade 280 reinforcement if (i) and (ii) are satisfied and ASTM A615 Grade 420 reinforcement if (i) through (iii) are satisfied.
- (i) Actual yield strength based on mill tests does not exceed  $f_y$  by more than 125MPa
- (ii) Ratio of the actual tensile strength to the actual yield strength is at least 1.25
- (iii) Minimum elongation in 200 mm. shall be at least 14 percent for bar sizes No. 10 through No. 19, at least 12 percent for bar sizes No. 22 through No. 36, and at least 10 percent for bar sizes No. 43 and No. 57.

- (أ) **ASTM A706**، الدرجة 420
- (ب) **ASTM A615** التسليح من الدرجة 280 إذا (1) و (2) هي مستوفية و **ASTM A615** التسليح من الدرجة 420 إذا تم استيفاء (1) من خلال (3):
- (1) لا تتجاوز مقاومة الخضوع الفعلية على أساس اختبارات المعمل أكثر من 125MPa
- (2) نسبة مقاومة الشد الفعلية إلى مقاومة الخضوع الفعلية هي 1.25 على الأقل
- (3) يجب أن يكون الحد الأدنى للاستطالة 200 mm على الأقل 14٪ بالنسبة لأحجام الاسياخ من 10 إلى رقم 19، وما لا يقل عن 12 في المائة بالنسبة لأحجام الاسياخ من 22 إلى 36، و 10 في المائة على الأقل لأحجام الاسياخ 43 و 57.

**R20.2.2.5** The requirement for the tensile strength to be greater than the yield strength of the reinforcement by a factor of 1.25 is based on the assumption that the capability of a structural member to develop inelastic rotation capacity is a function of the length of the yield region along the axis of the member. In interpreting experimental results, the length of the yield region has been related to the relative magnitudes of probable and yield moments (**ACI 352R**). According to this interpretation, the greater the ratio of probable-to-yield moment, the longer the yield region. Members with reinforcement not satisfying this condition can also develop inelastic rotation, but their behavior is sufficiently different to exclude them from direct consideration on the basis of rules derived from experience with members reinforced with strain-hardening steel. The required minimum elongations in 20.2.2.5(b) for ASTM A615 Grade 420 are the same as the values in **ASTM A706** for Grade 420 deformed reinforcement. ASTM A615 Grade 550 and Grade 690 are not permitted to resist moments and axial forces in special seismic systems because of concern associated with low-cycle fatigue behavior (**Slavin and Ghannoum 2015**).

**R20.2.2.5** متطلب أن تكون مقاومة الشد أكبر من مقاومة الخضوع للتسليح بواسطة معامل 1.25 يعتمد على افتراض أن قدرة العنصر الانشائي على تطوير قدرة الدوران الغير مرنة هي دالة لطول منطقة الخضوع على طول محور العنصر. في تفسير النتائج التجريبية ، تم ربط طول منطقة الخضوع بالأحجام النسبية لعزوم الخضوع وللعزوم المحتملة (**ACI 352R**) وفقاً لهذا التفسير ، كلما زادت نسبة العزم المحتمل إلى الخضوع ، زادت منطقة الخضوع. يمكن للعناصر مع تسليح لا يلبي هذه الحالة أيضاً تطوير الدوران الغير مرنة ، لكن سلوكهم مختلف بما فيه الكفاية لاستبعادهم من الاعتبار المباشر على أساس القواعد المستمدة من الخبرة مع العناصر المسلحة بالحديد متصلب الانفعال. الحد الأدنى للاستطالة المطلوبة في 20.2.2.5 (ب) لـ **ASTM A615** الدرجة 420 هي نفس القيم الموجودة في **ASTM A706** للتسليح المحلزن من الدرجة 420. لا يُسمح باستخدام **ASTM A615** من الدرجة 550 والدرجة 690 لمقاومة العزوم والقوى المحورية في أنظمة الزلازل الخاصة بسبب القلق المرتبط بسلوك اجهاد الفتل الدوري المنخفض (**Slavin and Ghannoum 2015**).

## 20.3—Prestressing strands, wires, and bars

### 20.3.1 Material properties

20.3 - خيوط وأسلاك وأسياخ مسبقة الإجهاد  
20.3.1 خصائص المواد

**20.3.1.1** Except as required in 20.3.1.3 for special moment frames and special structural walls, prestressing reinforcement shall conform to (a), (b), (c), or (d):  
(a) ASTM A416 – strand  
(b) ASTM A421 – wire  
(c) ASTM A421 – low-relaxation wire including Supplementary Requirement S1, “Low-Relaxation Wire and Relaxation Testing”  
(d) ASTM A722 – high-strength bar

**20.3.1.1** باستثناء ما هو مطلوب في 20.3.1.3 في إطارات العزوم الخاصة وجدران القص الخاصة، يجب أن تتوافق تسليح الإجهاد المسبق مع (أ) أو (ب) أو (ج) أو (د):  
(أ) ASTM A416 - خيوط  
(ب) ASTM A421 - سلك  
(ج) ASTM A421 - سلك منخفض الاستطالة بما في ذلك المتطلب الإضافي S1، "سلك منخفض الاستطالة واختبار الاستطالة"  
(د) ASTM A722 - سيخ عالي المقاومة

**20.3.1.2** Prestressing strands, wires, and bars not listed in ASTM A416, A421, or A722 are permitted provided they conform to minimum requirements of these specifications and are shown by test or analysis not to impair the performance of the member.

**20.3.1.2** يُسمح باستخدام الخيوط والأسلاك والأسياخ الغير مسبقة الإجهاد الغير موجودة في المواصفة ASTM A416 أو A421 أو A722 بشرط أن تتوافق مع الحد الأدنى لمتطلبات هذه المواصفات وأن يتم إظهارها عن طريق الاختبار أو التحليل بحيث لا تؤثر على أداء العنصر.

**20.3.1.3** Prestressing reinforcement resisting earthquake induced moment, axial force, or both, in special moment frames, special structural walls, and all components of special structural walls including coupling beams and wall piers, cast using precast concrete shall comply with ASTM A416 or A722.

**20.3.1.3** يجب أن يتوافق التسليح مسبق الإجهاد المقاوم للزلازل المنتجة للعزم أو القوة المحورية أو كليهما، في إطارات العزوم الخاصة وجدران القص الخاصة وجميع مكونات جدران القص الخاصة بما في ذلك الكمرات وركائز الجدران المصبوبة باستخدام الخرسانة مسبقة الصب مع ASTM A416 أو A722.

### 20.3.2 Design properties

**20.3.2.1** Modulus of elasticity,  $E_p$ , for prestressing reinforcement shall be determined from tests or as reported by the manufacturer.

**20.3.2** خصائص التصميم  
**20.3.2.1** يجب تحديد معامل المرونة،  $E_p$ ، للتسليح مسبق الإجهاد من خلال الاختبارات أو وفقاً لما أبلغت عنه الجهة المصنعة.

## R20.3—Prestressing strands, wires, and bars

### R20.3.1 Material properties

R20.3 - خيوط وأسلاك وأسياخ مسبقة الإجهاد  
R20.3.1 خصائص المواد

**R20.3.1.1** Because low-relaxation prestressing reinforcement is addressed in a supplementary requirement to ASTM A421, which applies only if low-relaxation material is specified, the appropriate ASTM reference is listed as a separate entity.

**R20.3.1.1** نظراً لأنه يتم التعامل مع تسليح الإجهاد المسبق منخفض الاستطالة في متطلبات إضافية لـ ASTM A421، والتي تنطبق فقط في حالة تحديد مادة الاستطالة المنخفضة، يتم إدراج المرجع ASTM المناسب ككيان منفصل.

### R20.3.2 Design properties

**R20.3.2.1** Default values of  $E_p$  between 197000 and 200000 MPa are commonly used for design purposes. More accurate values based on tests or the manufacturer's reports may be needed for elongation checks during stressing.

**R20.3.2** خصائص التصميم  
**R20.3.2.1** تُستخدم القيم الافتراضية لـ  $E_p$  بين 197000 , 200000 MPa بشكل عام لأغراض التصميم. قد تكون هناك حاجة إلى قيم أكثر دقة استناداً إلى الاختبارات أو تقارير الشركة الصانعة لفحوص الاستطالة أثناء الأجهاد.

## CODE

### الكود

**20.3.2.2** Tensile strength,  $f_{pu}$ , shall be based on the specified grade or type of prestressing reinforcement and shall not exceed the values given in Table 20.3.2.2.

**20.3.2.2** يجب أن تستند مقاومة الشد،  $f_{pu}$  ، على درجة أو نوع محدد من تسليح الإجهاد المسبق ويجب ألا تتجاوز القيم الواردة في الجدول 20.3.2.2.

**Table 20.3.2.2—Prestressing strands, wires, and bars**

جدول 20.3.2.2 - خيوط وأسلاك وأسياخ مسبقة الإجهاد

Type	Maximum value of $f_{pu}$ permitted for design calculations, MPa	Applicable ASTM Specification
Strand (stress-relieved and low-relaxation)	1860	A416
Wire (stress-relieved and low-relaxation)	1725	A421 A421, including Supplementary Requirement S1 "Low-Relaxation Wire and Relaxation Testing"
High-strength bar	1035	A722

**20.3.2.3** Stress in bonded prestressed reinforcement at nominal flexural strength,  $f_{ps}$

**20.3.2.3** الإجهاد في التسليح المترابط مسبق الإجهاد في مقاومة الانحناء الاسمية،  $f_{ps}$

**20.3.2.3.1** As an alternative to a more accurate calculation of  $f_{ps}$  based on strain compatibility, values of  $f_{ps}$  calculated in accordance with Eq. (20.3.2.3.1) shall be permitted for members with bonded prestressed reinforcement if all prestressed reinforcement is in the tension zone and  $f_{se} \geq 0.5 f_{pu}$ .

**20.3.2.3.1** كبديل للحساب الأكثر دقة لـ  $f_{ps}$  على أساس توافق الانفعال، يتم حساب قيم  $f_{ps}$  وفقاً لمعادلة (20.3.2.3.1) يجب أن يسمح للعناصر مع التسليح مسبق الإجهاد المترابط إذا كانت جميع تسليح الإجهاد المسبق في منطقة الشد و  $f_{se} \geq 0.5 f_{pu}$ .

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \frac{f_y}{f'_c} (\rho - \rho') \right] \right\} \quad (20.3.2.3.1)$$

where  $\gamma_p$  is in accordance with Table 20.3.2.3.1. If compression reinforcement is considered for the calculation of  $f_{ps}$  by Eq. (20.3.2.3.1), (a) and (b) shall be satisfied.

حيث  $\gamma_p$  يتوافق مع الجدول 20.3.2.3.1. إذا تم اعتبار تسليح الضغط لحساب  $f_{ps}$  بواسطة المعادلة (20.3.2.3.1) ، (أ) و (ب) يجب أن تكون مستوفية.

## COMMENTARY

### التعليق

**R20.3.2.2** ASTM A416 specifies two grades of strand tensile strength: 1725 and 1860 MPa. ASTM A421 specifies tensile strengths of 1620, 1655, and 1725 MPa, depending on the diameter and type of wire. For the most common diameter, 6 mm., ASTM A421 specifies a tensile strength of 1655 MPa.

**R20.3.2.2** تحدد ASTM A416 تدرجين من مقاومة الشد للخيوط: 1725 و 1860 MPa. تحدد المواصفة ASTM A421 مستويات مقاومة الشد تبلغ 1620 و 1655 و 1725 MPa ، حسب قطر ونوع الأسلاك. بالنسبة للقطر الأكثر شيوعاً، 6 mm ، يحدد ASTM A421 مقاومة شد تبلغ 1655 MPa.

**R20.3.2.3** Stress in bonded prestressed reinforcement at nominal flexural strength,  $f_{ps}$

**R20.3.2.3** الإجهاد في التسليح المترابط مسبق الإجهاد في مقاومة الانحناء الاسمية،  $f_{ps}$

**R20.3.2.3.1** Use of Eq. (20.3.2.3.1) may underestimate the strength of beams with high percentages of reinforcement and, for more accurate evaluations of their strength, the strain compatibility and equilibrium method should be used. If part of the prestressed reinforcement is in the compression zone, a strain compatibility and equilibrium method should be used. The  $\gamma_p$  term in Eq. (20.3.2.3.1) and Table 20.3.2.3.1 reflects the influence of different types of prestressing reinforcement on the value of  $f_{ps}$ . Table R20.3.2.3.1 shows prestressed reinforcement type and the associated ratio  $\rho_y / f_{pu}$ .

**R20.3.2.3.1** استخدام المعادلة (20.3.2.3.1) قد يقلل من مقاومة الكمرات مع نسب عالية من التسليح، ومن أجل تقييم أكثر دقة لمقاومتها ، يجب استخدام طريقة الانفعال المناسب والمتوازن. إذا كان جزء من التسليح مسبق الإجهاد في منطقة الضغط، فيجب استخدام طريقة الانفعال المناسب والمتوازن. مصطلح  $\gamma_p$  في المعادلة (20.3.2.3.1) والجدول 20.3.2.3.1 يعكس تفاوت أنواع مختلفة من التسليح مسبق الإجهاد على قيم  $f_{ps}$ . ويبين الجدول R20.3.2.3.1 نوع التسليح مسبق الإجهاد ونسبة  $\rho_y / f_{pu}$  المرتبطة بها.

## CODE

### الكود

- (a) If  $d$  exceeds  $0.15d_p$ , the compression reinforcement shall be neglected in Eq. (20.3.2.3.1).  
 (b) If compression reinforcement is included in Eq. (20.3.2.3.1), the term shall not be taken less than 0.17.

(أ) إذا تجاوز  $d$ ،  $0.15d_p$  يجب إهمال تسليح الضغط في المعادلة (20.3.2.3.1)  
 (ب) إذا تم إدخال تسليح الضغط في المعادلة (20.3.2.3.1)، فإن المصطلح لا يسمح اتخاذ أقل من 0.17.

$$\left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \frac{f_y}{f'_c} (\rho - \rho') \right]$$

Table 20.3.2.3.1—Values of  $\gamma_p$  for use in Eq. (20.3.2.3.1)

الجدول 20.3.2.3.1 - قيم  $\gamma_p$  للاستخدام في المعادلة (20.3.2.3.1)

$f_{py}/f_{pu}$	$\gamma_p$
$\geq 0.80$	0.55
$\geq 0.85$	0.40
$\geq 0.90$	0.28

**20.3.2.3.2** For pretensioned strands, the strand design stress at sections of members located within  $ld$  from the free end of strand shall not exceed that calculated in accordance with 25.4.8.3.

20.3.2.3.2 بالنسبة للخيوط مسبقة الشد، يجب ألا يتجاوز الأجهاد التصميمي للخيوط في مقاطع العناصر الواقعة ضمن  $ld$  من الطرف الحر للخيوط المحسوب وفقاً لـ 25.4.8.3.

## COMMENTARY

### التعليق

**R20.3.2.3.1(a)** If  $d$  is large, the strain in compression reinforcement can be considerably less than its yield strain. In such a case, the compression reinforcement does not influence  $f_{ps}$  as favorably as implied by Eq. (20.3.2.3.1). For this reason, if  $d$  exceeds  $0.15d_p$ , Eq. (20.3.2.3.1) is applicable only if the compression reinforcement is neglected.

**R20.3.2.3.1(a)** إذا كانت  $d$  كبيرة، فإن الانفعال في تسليح الضغط يمكن أن يكون أقل بكثير من أنفعال الخضوع. في مثل هذه الحالة، لا يؤثر تسليح الضغط  $f_{ps}$  بشكل إيجابي كما هو موضح بالمعادلة (20.3.2.3.1). لهذا السبب، إذا تجاوز  $d$ ،  $0.15d_p$ ، المعادلة (20.3.2.3.1) قابلة للتطبيق فقط إذا تم إهمال تسليح الضغط.

**R20.3.2.3.1(b)** The  $\rho'$  term in Eq. (20.3.2.3.1) reflects the increased value of  $f_{ps}$  obtained when compression reinforcement is provided in a beam with a large reinforcement index. If the term  $[\rho_p(f_{pu}/f'_c) + (d/d_p)(f_y/f'_c)(\rho - \rho')]$  is small, the neutral axis depth is small, the compressive reinforcement does not develop its yield strength, and Eq. (20.3.2.3.1) becomes unconservative. For this reason, the term  $[\rho_p(f_{pu}/f'_c) + (d/d_p)(f_y/f'_c)(\rho - \rho')]$  may not be taken less than 0.17 if compression reinforcement is taken into account when calculating  $f_{ps}$ . The compression reinforcement may be conservatively neglected when using Eq. (20.3.2.3.1) by taking  $\rho'$  as zero, in which case the term  $[\rho_p(f_{pu}/f'_c) + (d/d_p)(f_y/f'_c)(\rho)]$  may be less than 0.17 and an acceptable value of  $f_{ps}$  is obtained.

**R20.3.2.3.1** (ب) مصطلح  $\rho'$  في المعادلة (20.3.2.3.1) يعيد زيادة قيمة  $f_{ps}$  التي تم الحصول عليها عند تسليح الضغط  $s$  في الكمرات مع مؤشر تسليح كبير. إذا كان المصطلح  $[\rho_p(f_{pu}/f'_c) + (d/d_p)(f_y/f'_c)(\rho - \rho')]$  صغيراً، فإن عمق المحور المحايد يكون صغيراً، فإن تسليح الضغط لا يطور مقاومة الخضوع، والمعادلة (20.3.2.3.1) تصبح غير متحفظة. لهذا السبب، قد لا يؤخذ المصطلح  $[\rho_p(f_{pu}/f'_c) + (d/d_p)(f_y/f'_c)(\rho - \rho')]$  أقل من 0.17 إذا تم أخذ تسليح الضغط في الاعتبار عند حساب  $f_{ps}$ . قد يتم إهمال تسليح الضغط بشكل متحفظ عند استخدام المعادلة (20.3.2.3.1) بواسطة أخذ  $\rho'$  صفر، وفي هذه الحالة قد يكون المصطلح  $[\rho_p(f_{pu}/f'_c) + (d/d_p)(f_y/f'_c)(\rho)]$  أقل من 0.17 ويتم الحصول على قيمة مقبولة من  $f_{ps}$ .

Table 20.3.2.3.1—Ratio of  $f_{py}/f_{pu}$  associated with reinforcement type

الجدول 20.3.2.3.1 - نسبة  $F_{py} / f_{pu}$  المرتبطة بنوع التسليح

Prestressing reinforcement type		$f_{py}/f_{pu}$
High-strength prestressing bars	ASTM A722 Type I (Plain)	$\geq 0.85$
	ASTM A722 Type II (Deformed)	$\geq 0.80$
Stress-relieved strand and wire	ASTM A416 ASTM A421	$\geq 0.85$
Low-relaxation strand and wire	ASTM A416 ASTM A421	$\geq 0.90$

**20.3.2.4** Stress in unbonded prestressed reinforcement at nominal flexural strength,  $f_{ps}$

20.3.2.4 الإجهاد في التسليح الغير مترابط مسبقة الأجهاد في مقاومة الانحناء الاسمية،  $f_{ps}$

**R20.3.2.4** Stress in unbonded prestressed reinforcement at nominal flexural strength,  $f_{ps}$

R20.3.2.4 الإجهاد في التسليح الغير مترابط مسبقة الأجهاد في مقاومة الانحناء الاسمية،  $f_{ps}$



## CODE

### الكود

**20.3.2.4.1** As an alternative to a more accurate calculation of  $f_{ps}$ , values of  $f_{ps}$  calculated in accordance with Table 20.3.2.4.1 shall be permitted for members prestressed with unbonded tendons if  $f_{se} \geq 0.5 f_{pu}$ .

**20.3.2.4.1** كبدل للحساب الأكثر دقة  $f_{ps}$  ، يتم السماح بقيم  $f_{ps}$  المحسوبة وفقاً للجدول 20.3.2.4.1 للعناصر مسبقة الاجهاد من خلال الكابلات الغير مترابطة إذا كان  $f_{se} \geq 0.5 f_{pu}$ .

Table 20.3.2.4.1—Approximate values of  $f_{ps}$  at nominal flexural strength for unbonded tendons

الجدول 20.3.2.4.1 - القيم التقريبية ( $f_{ps}$ ) عند مقاومة الانحناء الاسمية لكابلات الشد الغير مترابطة

$l_n/h$	$f_{ps}$	
$\leq 35$	The least of:	$f_{se} + 70 + f_c'/(100\rho_p)$
		$f_{se} + 420$
		$f_{py}$
$> 35$	The least of:	$f_{se} + 70 + f_c'/(300\rho_p)$
		$f_{se} + 210$
		$f_{py}$

### 20.3.2.5 Permissible tensile stresses in prestressed reinforcement

20.3.2.5 أجهادات الشد المسموحة في التسليح مسبق الأجهاد

**20.3.2.5.1** The tensile stress in prestressed reinforcement shall not exceed the limits in Table 20.3.2.5.1.

**20.3.2.5.1** يجب ألا يتجاوز إجهاد الشد في التسليح مسبق الإجهاد الحدود الواردة في الجدول 20.3.2.5.1.

Table 20.3.2.5.1—Maximum permissible tensile stresses in prestressed reinforcement

الجدول 20.3.2.5.1 - الحد الأقصى من إجهاد الشد المسموح به في التسليح مسبق الإجهاد

Stage	Location	Maximum tensile stress	
During stressing	At jacking end	Least of:	$0.94f_{py}$
			$0.80f_{pu}$
			Maximum jacking force recommended by the supplier of anchorage device
Immediately after force transfer	At post-tensioning anchorage devices and couplers	$0.70f_{pu}$	

## COMMENTARY

### التعليق

**R20.3.2.4.1** The term  $[f_{se} + 70 + f_c'/(300\rho_p)]$  reflects results of tests on members with unbonded tendons and span-to-depth ratios greater than 35 (one-way slabs, flat plates, and flat slabs) (Mojtahedi and Gamble 1978). These tests also indicate that the term  $[f_{se} + 70 + f_c'/(100\rho_p)]$ , formerly used for all span-to-depth ratios, overestimates the amount of stress increase in such members. Although these same tests indicate that the moment strength of those shallow members designed using  $[f_{se} + 70 + f_c'/(100\rho_p)]$  meets the factored load strength requirements, this reflects the effect of the Code requirements for minimum bonded reinforcement as well as the limitation on concrete tensile stress that often control the amount of prestressing force provided.

**R20.3.2.4.1** مصطلح  $[f_{se} + 70 + f_c'/(300\rho_p)]$  إعادة نتائج الاختبارات على عناصر مع كابلات الغير مترابطة ونسب الطول الى العمق أكبر من 35 (البلاطة في اتجاه واحد، والبلاطات المسطحة بجميع أنواعها) (Mojtahedi and Gamble 1978). كما تشير هذه الاختبارات إلى أن  $[f_{se} + 70 + f_c'/(100\rho_p)]$  المستخدم سابقاً لجميع نسب الطول الى العمق ، يبالغ في تقدير مقدار زيادة الإجهاد لدى هؤلاء العناصر. على الرغم من أن هذه الاختبارات نفسها تشير إلى أن مقاومة العزوم لتلك العناصر السطحية المصممة باستخدام  $[f_{se} + 70 + f_c'/(100\rho_p)]$  تفي بمتطلبات مقاومة الحمل المصعد، فإن هذا يعيد تأثير متطلبات الكود للحصول على الحد الأدنى من التسليح المترابطة وكذلك الحد من أجهاد الشد للخرسانة التي غالباً ما تتحكم في كمية قوة الإجهاد المسبق المتوفرة.

### R20.3.2.5 Permissible tensile stresses in prestressed reinforcement

R20.3.2.5 أجهادات الشد المسموحة في التسليح مسبق الأجهاد

**R20.3.2.5.1** Because of the high yield strength of lowrelaxation strand and wire meeting the requirements of ASTM A416 and A421 including Supplementary Requirement S1 "Low-Relaxation Wire and Relaxation Testing," it is appropriate to specify permissible stresses in terms of specified minimum ASTM yield strength along with the specified minimum ASTM tensile strength. Because of the higher allowable initial prestressing steel stresses permitted since the 1983 Code, final stresses can be greater. For structures subject to corrosive conditions or repeated loadings, consideration should be given to limiting the final stress.

**R20.3.2.5.1** بسبب مقاومة الخضوع العالية للخيوط منخفض الاستطالة والأسلاك التي تفي بمتطلبات ASTM A416 و A421 بما في ذلك المتطلب الإضافي S1 "أسلاك منخفضة الاستطالة واختبار الاستطالة" ، من المناسب تحديد الإجهادات المسموح بها من حيث الحد الأدنى المحدد ASTM مقاومة الخضوع جنباً إلى جنب مع الحد الأدنى من مقاومة الشد ASTM المحددة. بسبب الإجهادات المبدئية العالية مسبقة الإجهاد المسموح بها منذ كود 1983، يمكن أن تكون الإجهادات النهائية أكبر. بالنسبة للمنشآت المعرضة لظروف تآكل أو عمليات تحميل متكررة، ينبغي النظر في الحد من الإجهادات النهائية.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

#### 20.3.2.6 Prestress losses

20.3.2.6.1 Prestress losses shall be considered in the calculation of the effective tensile stress in the prestressed reinforcement,  $f_{se}$ , and shall include (a) through (f):

- Prestressed reinforcement seating at transfer
- Elastic shortening of concrete
- Creep of concrete
- Shrinkage of concrete
- Relaxation of prestressed reinforcement
- Friction loss due to intended or unintended curvature in post-tensioning tendons

20.3.2.6 فواقد الإجهاد المسبق  
20.3.2.6.1 تؤخذ في الاعتبار فواقد الإجهاد المسبق عند حساب إجهاد الشد الفعال في التسليح مسبق الإجهاد،  $f_{se}$ ، وتشمل (أ) خلال (و):  
(أ) كراسي تسليح الإجهاد المسبق عند النقل  
(ب) تقصير المرونة للخرسانة  
(ج) زحف الخرسانة  
(د) انكماش الخرسانة  
(هـ) الاستطالة لتسليح الإجهاد المسبق  
(و) فواقد الاحتكاك بسبب الانحناء المقصود أو غير المقصود في كابلات لاحقة الشد

20.3.2.6.2 Calculated friction loss in post-tensioning tendons shall be based on experimentally determined wobble and curvature friction coefficients.

20.3.2.6.2 يجب أن تستند فواقد الاحتكاك المحسوبة في كابلات لاحقة الشد على معاملات الاحتكاك المتعرجة تجريبياً ومعاملات الانحناء.

20.3.2.6.3 Where loss of prestress in a member is anticipated due to connection of the member to adjoining construction, such loss of prestress shall be included in design calculations.

20.3.2.6.3 عندما يكون فواقد الإجهاد المسبق في العنصر متوقعاً بسبب اتصال العنصر بمنشأ مجاور، يتم إدخال فواقد الإجهاد المسبق في الحسابات التصميمية.

#### R20.3.2.6 Prestress losses

R20.3.2.6.1 ACI 423.10R provides a comprehensive treatment of the estimation of prestress losses. Actual losses, greater or smaller than the calculated values, have little effect on the design strength of the member, but affect service load behavior (deflections, camber, cracking load) and connections. At service loads, overestimation of prestress losses can be almost as detrimental as underestimation because the former can result in excessive camber and horizontal movement.

R20.3.2.6 فواقد الإجهاد المسبق  
R20.3.2.6.1 يوفر ACI 423.10R معالجة شاملة لتقدير فواقد الإجهاد المسبق. الفواقد الفعلية، أكبر أو أصغر من القيم المحسوبة، لها تأثير ضئيل على المقاومة التصميمية للعنصر، ولكن سلوك حمل الخدمة المتأثر (التشوهات، التقوس، حمل التشقق) والوصلات. في أحمال الخدمة، يمكن أن يكون الزيادة في تقدير فواقد الإجهاد المسبق ضاراً تقريباً مثل التقدير القليل لأن الأول يمكن أن يؤدي إلى التقوس الزائد والحركة الأفقية.

R20.3.2.6.2 Estimation of friction losses in post-tensioned tendons is addressed in PTI TAB.1. Values of the wobble and curvature friction coefficients to be used for the particular types of prestressing reinforcement and particular types of ducts should be obtained from the manufacturers of the tendons. An unrealistically low estimate of the friction loss can lead to improper camber, or potential deflection, of the member and inadequate prestress. Overestimation of the friction may result in extra prestressing force. This could lead to excessive camber and excessive shortening of a member. If the friction factors are determined to be less than those assumed in the design, the tendon stressing should be adjusted to provide only that prestressing force in the critical portions of the structure required by the design. When safety or serviceability of the structure may be involved, the acceptable range of prestressing reinforcement jacking forces or other limiting requirements should either be given or approved by the licensed design professional in conformance with the permissible stresses of 20.3.2.5 and 24.5.

A R.2.2.3.20 يتم استخدام تقدير فواقد الاحتكاك في كابلات لاحقة الشد في PTI TAB.1. يجب أن يتم الحصول على قيم معاملات الاحتكاك المتعرج والمنحني المستخدم في أنواع معينة من تسليح الإجهاد المسبق وأنواع معينة من الأنابيب من مصنعي الكابلات. يمكن أن يؤدي تقدير منخفض غير واقعي لفواقد الاحتكاك إلى وجود تقوس غير مناسب، أو احتمال حدوث تشوه في العنصر وعدم كفاية الإجهاد المسبق. قد يؤدي المبالغة في تقدير الاحتكاك إلى زيادة قوة الإجهاد المسبق. هذا يمكن أن يؤدي إلى تقوس زائد وتقصير زائد في العنصر. إذا تم تحديد معاملات الاحتكاك لتكون أقل من تلك المفترضة في التصميم، يجب ضبط إجهاد الكابلات لتوفير فقط قوة الإجهاد المسبق في الأجزاء الحرجة من المنشأ التي يتطلبها التصميم. عندما تكون السلامة أو قابلية الخدمة للمنشأ مشتملاً، فإن المجال المقبول لقوى رفع تسليح الإجهاد المسبق أو متطلبات تقيد أخرى يجب أن يتم إعطاؤه أو اعتماده من قبل محترف التصميم المرخص طبقاً للأجهادات المسموح بها والمتوافقة مع 20.3.2.5 و 24.5.



## 20.4—Headed shear stud reinforcement

**20.4.1** Headed shear stud reinforcement and stud assemblies shall conform to **ASTM A1044**.

### 20.4 - تسليح مسامير القص ذات رأس

**20.4.1** يجب أن تكون تسليح مسامير القص ذات رأس وتجميعات المسامير مطابقة للمواصفة **ASTM A1044**.

## R20.4—Headed shear stud reinforcement

**R20.4.1** The configuration of the studs for headed shear stud reinforcement differs from the configuration of the headed-type shear studs prescribed in Section 7 of **AWS D1.1 (2010)** and referenced for use in **Chapter 17** of this Code (Fig. R20.5.1). Ratios of the head to shank cross-sectional areas of the AWS D1.1 studs range from approximately 2.5 to 4. In contrast, **ASTM A1044** requires the area of the head of headed shear stud reinforcement to be at least 10 times the area of the shank. Thus, the AWS D1.1 headed stud is not suitable for use as headed shear stud reinforcement. The base rail, where provided, anchors one end of the studs; ASTM A1044 specifies material width and thickness of the base rail that are sufficient to provide the required anchorage without yielding for stud shank diameters of 9.5, 12.7, 15.9, and 19 mm. In ASTM A1044, the minimum specified yield strength of headed shear studs is 350MPa.

### R20.4 - تسليح مسامير القص ذات رأس

**R20.4.1** تكوينات تسليح مسامير القص ذات رأس يختلف عن تكوينات مسامير القص ذات الرأس الموصوفة في القسم 7 من **AWS D1.1 (2010)** والمشار إليها للاستخدام في الفصل 17 من هذا الكود (الشكل. R20. 4.1). تتراوح نسب الرأس إلى مساحة المقطع العرضي لمقبض المسامير **AWS D1.1** من حوالي 2.5 إلى 4. وعلى الخلف من ذلك، تتطلب **ASTM A1044** أن تكون مساحة رأس مسامير القص على الأقل 10 أضعاف مساحة المقبض. وبالتالي، فإن المسامير ذات الرأس **AWS D1.1** لا تصلح للاستخدام كتسليح للقص بمسامير ذات الرأس. قاعدة السيخ، حيث يتم توفيرها، تثبت نهاية أحد المسامير. تحدد **ASTM A1044** عرض المادة وسمكها لقاعدة السيخ التي تكفي لتوفير التثبيت المطلوب دون الخضوع على أقطار مقبض المسامير تبلغ 9.5 ، 12.7 ، 15.9 ، و 19 mm في **ASTM A1044** ، الحد الأدنى لمقاومة الخضوع المحددة لمسامير القص ذات الرأس **350MPa**.

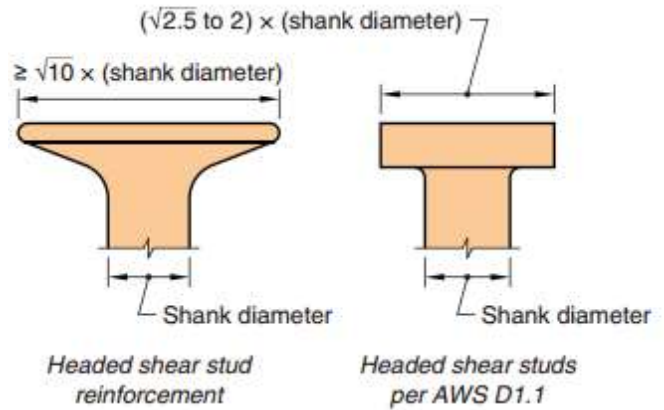


Fig. R20.4.1—Configurations of stud heads.

التين. R20.4.1 - تكوينات رؤوس المسامير.

**20.5—Provisions for durability of steel reinforcement**

**20.5.1 Specified concrete cover**

**20.5 - أحكام لتانة حديد التسليح**  
**20.5.1 غطاء خرساني محدد**

**20.5.1.1** Unless the general building code requires a greater concrete cover for fire protection, the minimum specified concrete cover shall be in accordance with 20.5.1.2 through 20.5.1.4.

**20.5.1.1** ما لم يتطلب كود البناء العام غطاءً خرسانيًا أكبر للحماية من الحريق، يجب أن يكون الحد الأدنى للغطاء الخرساني المحدد وفقًا لما هو **20.5.1.2** حتى **20.5.1.4**.

**R20.5—Provisions for durability of steel reinforcement**

**R20.5.1 Specified concrete cover**—This section addresses concrete cover over reinforcement and does not include requirements for concrete cover over embedment such as pipes, conduits, and fittings, which are addressed in 20.7.5.

**R20.5 - أحكام لتانة حديد التسليح**

**R20.5.1** غطاء خرساني محدد - يتناول هذا القسم الغطاء الخرساني على التسليح ولا يشمل متطلبات التغطية الخرسانية على عمليات الغرز مثل المواسير والقنوات والتوصيلات ، والتي يتم تناولها في 20.7.5.

**R20.5.1.1** Concrete cover as protection of reinforcement from weather and other effects is measured from the concrete surface to the outermost surface of the reinforcement to which the cover requirement applies. Where concrete cover is prescribed for a class of structural members, it is measured to the outer edge of stirrups, ties, or spirals if transverse reinforcement encloses main bars; to the outermost layer of bars if more than one layer is used without stirrups or ties; to the metal end fitting or duct of post-tensioning tendons; or to the outermost part of the head on headed bars. The condition “exposed to weather or in contact with ground” refers to direct exposure to moisture changes and not just to temperature changes. Slab soffits are not usually considered directly exposed unless subject to alternate wetting and drying, including that due to condensation conditions or direct leakage from exposed top surface, run off, or similar effects. Alternative methods of protecting the reinforcement from weather may be provided if they are equivalent to the additional concrete cover required by the Code. When approved by the building official under the provisions of 1.10, reinforcement with alternative protection from weather may not have concrete cover less than the cover required for reinforcement not exposed to weather. Development length provisions given in Chapter 25 are a function of cover over the reinforcement. To meet requirements for development length, it may be necessary to use cover greater than the minimums specified in 20.5.1.

**R20.5.1.1** يقاس الغطاء الخرساني كحماية التسليح من الطقس والتأثيرات الأخرى من سطح الخرسانة إلى أسطح الجزء الخارجي للتسليح الذي ينطبق عليه مطلب الغطاء. عندما يتم وصف التغطية الخرسانية لفئة من العناصر الإنشائية، يتم قياسها إلى الحافة الخارجية من الكانات، أو الروابط، أو الكانات الحلزونية إذا كان التسليح العرضي يحتوي الأسياخ الرئيسية؛ إلى الطبقة الخارجية من الأسياخ إذا تم استخدام أكثر من طبقة واحدة دون كانات أو روابط؛ إلى نهاية المعدن بالتوصيل أو بالأنبوب لكابلات لاحقة الشد؛ أو إلى الجزء الخارجي من الرأس على سيخ ذات رأس. يشير مصطلح "تعرض الطقس أو ملامسته للأرض" إلى التعرض المباشر لتغيرات الرطوبة وليس فقط إلى تغيرات درجة الحرارة. لا تعتبر فتحات البلاطة عادة معرضة بشكل مباشر إلا إذا تعرضت للرطوبة والتجفيف البديل، بما في ذلك بسبب ظروف التكثيف أو التسرب المباشر من السطح العلوي المكشوف أو الجريان أو التأثيرات المماثلة. يمكن توفير طرق بديلة لحماية التسليح من الطقس إذا كانت مكافئة للغطاء الخرساني الإضافي الذي يتطلبه الكود. عند الموافقة عليها من قبل مسؤول البناء بموجب أحكام 1.10، قد لا يكون للتسليح حماية بديلة من الطقس غطاء خرساني أقل من الغطاء المطلوب للتسليح الغير معرض للطقس. أحكام طول التثبيت الواردة في الفصل 25 هي وظيفة الغطاء على التسليح. لتلبية متطلبات طول التثبيت، قد يكون من الضروري استخدام غطاء أكبر من الحد الأدنى المحدد في 20.5.1.

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

**20.5.1.2** It shall be permitted to consider concrete floor finishes as part of required cover for nonstructural purposes.

**20.5.1.2** يجب أن يؤخذ بعين الاعتبار نهايات الأرضية الخرسانية كجزء من الغطاء المطلوب للأغراض الغير إنشائية.

**R20.5.1.2** Concrete floor finishes may be considered for nonstructural purposes such as cover for reinforcement and fire protection. Provisions should be made, however, to ensure that the concrete finish will not spall off, thus resulting in decreased cover. Furthermore, considerations for development of reinforcement require minimum monolithic concrete cover in accordance with 20.5.1.3.

**R20.5.1.2** يمكن النظر إلى نهايات الأرضية الخرسانية لأغراض غير إنشائية مثل غطاء التسليح والحماية من الحريق. ومع ذلك، يجب عمل أحكام للتأكد من أن السطح النهائي الخرساني لن يتشقق، مما يؤدي إلى انخفاض الغطاء. وعلاوة على ذلك، فإن اعتبارات تثبيت التسليح تتطلب الحد الأدنى من الغطاء الخرساني المتجانس وفقاً لـ 20.5.1.3.

**20.5.1.3 Specified concrete cover requirements**

**20.5.1.3.1** Nonprestressed cast-in-place concrete members shall have specified concrete cover for reinforcement at least that given in Table 20.5.1.3.1.

**20.5.1.3** متطلبات الغطاء الخرساني المحدد  
**20.5.1.3.1** يجب أن يكون للعناصر الخرسانية المصبوبة في الموقع الغير مسبقة الاجهاد غطاء خرساني محدد للتسليح على الأقل كما هو مذكور في الجدول 20.5.1.3.1.

**R20.5.1.3 Specified concrete cover requirements**

**R20.5.1.3** متطلبات الغطاء الخرساني المحدد

Table **20.5.1.3.1**—Specified concrete cover for cast-in-place nonprestressed concrete members

الجدول 20.5.1.3.1 - غطاء خرساني محدد للعناصر الخرسانية المصبوبة في الموقع الغير مسبقة الاجهاد

Concrete exposure	Member	Reinforcement	Specified cover, mm
Cast against and permanently in contact with ground	All	All	75
Exposed to weather or in contact with ground	All	No. 19 through No. 57 bars	50
		No. 16 bar, MW200 or MD200 wire, and smaller	40
Not exposed to weather or in contact with ground	Slabs, joists, and walls	No. 43 and No. 57 bars	40
		No. 36 bar and smaller	20
	Beams, columns, pedestals, and tension ties	Primary reinforcement, stirrups, ties, spirals, and hoops	40

**20.5.1.3.2** Cast-in-place prestressed concrete members shall have specified concrete cover for reinforcement, ducts, and end fittings at least that given in Table 20.5.1.3.2.

**20.5.1.3.2** يجب أن يكون للعناصر الخرسانية المصبوبة في الموقع مسبقة الاجهاد غطاء خرساني محدد للتسليح والانابيب والتركيبات النهائية على الأقل في الجدول 20.5.1.3.2.

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

Table 20.5.1.3.2—Specified concrete cover for cast-in-place prestressed concrete members

الجدول 20.5.1.3.2 - غطاء خرساني محدد للعناصر الخرسانية المصبوبة في الموقع مسبقاً الاجهاد

Concrete exposure	Member	Reinforcement	Specified cover, mm
Cast against and permanently in contact with ground	All	All	75
Exposed to weather or in contact with ground	Slabs, joists, and walls	All	25
	All other	All	40
Not exposed to weather or in contact with ground	Slabs, joists, and walls	All	20
	Beams, columns, and tension ties	Primary reinforcement	40
		Stirrups, ties, spirals, and hoops	25

20.5.1.3.3 Precast nonprestressed or prestressed concrete members manufactured under plant conditions shall have specified concrete cover for reinforcement, ducts, and end fittings at least that given in Table 20.5.1.3.3.

20.5.1.3.3 يجب أن يكون للعناصر الخرسانية المصبوبة في الموقع الغير مسبقة الاجهاد ومسبقة الاجهاد سابقة الصب تحت ظروف مصنعية قد حددت غطاءً خرسانيًا للتسليح والانابيب والتركيبات النهائية على الأقل في الجدول 20.5.1.3.3.

R20.5.1.3.3 The lesser cover thicknesses for precast construction reflect the greater control for proportioning, placing, and curing inherent in precasting. Manufactured under plant conditions does not imply that precast members should be manufactured in a plant. Structural elements precast at the job site will also qualify under this section if the control of form dimensions, placing of reinforcement, quality control of concrete, and curing procedures are equal to that normally expected in a plant. Concrete cover to pretensioned strand as described in this section is intended to provide minimum protection from weather and other effects. Such cover may not be sufficient to transfer or develop the stress in the strand, and it may be necessary to increase the cover accordingly.

R20.5.1.3.3 متطلبات الغطاء الخرساني المحدد مع ذلك ، فإن سماكة الغطاء الأقل نتيجة للبناء مسبق الصب يعكس التحكم في التناسب ، والوضع ، والمعالجة المتضمنة في الصب المسبق. لا يعني المصنع تحت ظروف المصنع أنه يجب تصنيع عناصر مسبقة الصب في مصنع. وستكون العناصر الانشائية مسبقة الصب في موقع العمل مؤهلة أيضا في إطار هذا القسم إذا كانت السيطرة على أبعاد الشكل، ووضع التسليح ، ومراقبة جودة الخرسانة، وإجراءات المعالجة متساوية مع تلك المتوقعة عادة في المصنع. الغرض من الغطاء الخرساني للخيوط مسبقة الشد كما هو موصوف في هذا القسم هو توفير الحد الأدنى من الحماية من الطقس والتأثيرات الأخرى. قد لا يكون هذا الغطاء كافياً لنقل أو تطوير الاجهاد في الخيوط، وقد يكون من الضروري زيادة الغطاء وفقاً لذلك.

Table 20.5.1.3.3—Specified concrete cover for precast nonprestressed or prestressed concrete members manufactured under plant conditions

الجدول 20.5.1.3.3 الغطاء الخرسانة المحدد للعناصر الخرسانية غير مسبقة الإجهاد أو مسبقة الإجهاد سابقة الصب التي تم تصنيعها تحت ظروف مصنعية

Concrete exposure	Member	Reinforcement	Specified cover, mm
Exposed to weather or in contact with ground	Walls	No. 43 and No. 57 bars; tendons larger than 40 mm diameter	40
		No. 36 bars and smaller; MW200 and MD200 wire and smaller; tendons and strands 40 mm diameter and smaller	20
	All other	No. 43 and No. 57 bars; tendons larger than 40 mm diameter	50
		No. 19 through No. 36 bars; tendons and strands larger than 16 mm diameter through 40 mm diameter	40
		No. 16 bar, MW200 or MD200 wire, and smaller; tendons and strands 16 mm diameter and smaller	30
Not exposed to weather or in contact with ground	Slabs, joists, and walls	No. 43 and No. 57 bars; tendons larger than 40 mm diameter	30
		Tendons and strands 40 mm diameter and smaller	20
		No. 36 bar, MW200 or MD200 wire, and smaller	16
	Beams, columns, pedestals, and tension ties	Primary reinforcement	Greater of $d_b$ and 16 and need not exceed 40
		Stirrups, ties, spirals, and hoops	10

20.5.1.3.4 Deep foundation members shall have specified concrete cover for reinforcement at least that given in Table 20.5.1.3.4.

20.5.1.3.4 يجب أن يكون لعناصر الأساس العميق غطاء خرساني محدد للتسليح على الأقل كما هو موضح في الجدول 20.5.1.3.4.

## CODE

الكود

## COMMENTARY

التعليق

Table 20.5.1.3.4—Specified concrete cover for deep foundation members

الجدول 20.5.1.3.4 - غطاء خرساني محدد لعناصر الأساس العميق

Concrete exposure	Deep foundation member type	Reinforcement	Specified cover, mm
Cast against and permanently in contact with ground, not enclosed by steel pipe, tube permanent casing, or stable rock socket	Cast-in-place	All	75
Enclosed by steel pipe, tube, permanent casing, or stable rock socket	Cast-in-place	All	40
Permanently in contact with ground	Precast-nonprestressed	All	40
	Precast-prestressed		
Exposed to seawater	Precast-nonprestressed	All	65
	Precast-prestressed	All	50

**20.5.1.3.5** For bundled bars, specified concrete cover shall be at least the smaller of (a) and (b):

(a) The equivalent diameter of the bundle

(b) 50 mm.

and for concrete cast against and permanently in contact with ground, the specified cover shall be 75 mm.

**20.5.1.3.5** بالنسبة لحزمة الاسياخ، يجب أن يكون الغطاء الخرساني المحدد

على الأقل أصغر من (أ) و (ب):

(أ) القطر المكافئ للحزمة

(ب) 50 mm

وبالنسبة للخرسانة المصبوبة ضد وملامسة الأرض بشكل دائم، يجب أن يكون

الغطاء المحدد 75 mm.



CODE  
الكود

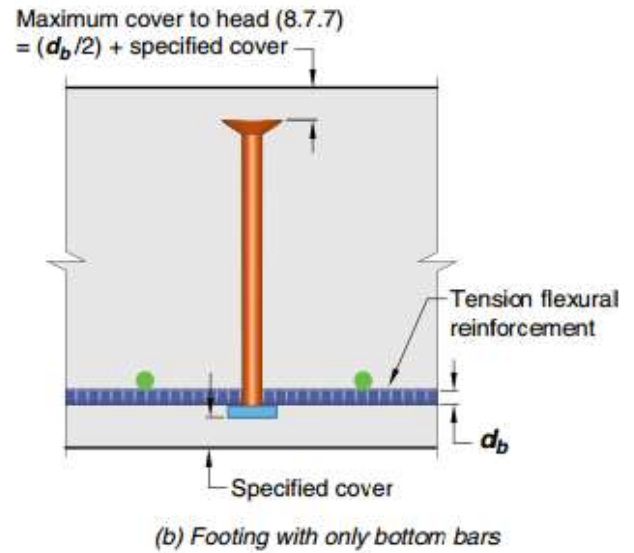
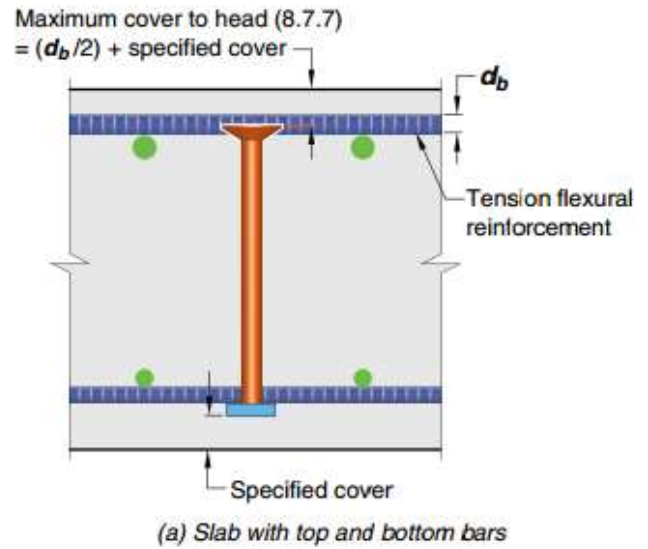
COMMENTARY  
التعليق

**20.5.1.3.6** For headed shear stud reinforcement, specified concrete cover for the heads and base rails shall be at least that required for the reinforcement in the member.

**20.5.1.3.6** في حالة تسليح القص بمسامير رأس ، يجب أن يكون الغطاء الخرساني المحدد للرووس والاسياخ على الأقل مطلوبًا للتسليح في العنصر.

**R20.5.1.3.6** Concrete cover requirements for headed shear stud reinforcement are illustrated in Fig. R20.5.1.3.6.

ويوضح **R20.5.1.3.6** متطلبات غطاء خرساني تسليح مسمار القص في الشكل. **R20.5.1.3.6**.



**Fig. R20.5.1.3.6**—Concrete cover requirements for headed shear stud reinforcement.

الشكل. **R20.5.1.3.6** - متطلبات التغطية الخرسانية لتسليح مسامير رأس القص.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**20.5.1.4** Specified concrete cover requirements for corrosive environments

**20.5.1.4** متطلبات الغطاء الخرساني المحدد للبيئات المسببة للتآكل

**20.5.1.4.1** In corrosive environments or other severe exposure conditions, the specified concrete cover shall be increased as deemed necessary. The applicable requirements for concrete based on exposure categories in 19.3 shall be satisfied, or other protection shall be provided.

**20.5.1.4.1** في البيئات المسببة للتآكل أو غيرها من ظروف التعرض الشديدة، يجب زيادة الغطاء الخرساني المحدد حسب الضرورة. يجب استيفاء المتطلبات المطبقة للخرسانة القائمة على فئات التعرض في 19.3، أو توفير حماية أخرى.

**20.5.1.4.2** For prestressed concrete members classified as Class T or C in 24.5.2 and exposed to corrosive environments or other severe exposure categories such as those given in 19.3, the specified concrete cover for prestressed reinforcement shall be at least one and one-half times the cover in 20.5.1.3.2 for cast-in place members and in 20.5.1.3.3 for precast members.

**20.5.1.4.2** بالنسبة للعناصر الخرسانية مسبقة الإجهاد المصنفة في الفئة T أو C في 24.5.2 وتعرضها للبيئات المسببة للتآكل أو غير ذلك من فئات التعرض الحادة مثل تلك الواردة في 19.3، يجب أن يكون الغطاء الخرساني المحدد للتسليح مسبق الإجهاد على الأقل 1.15 مرات الغطاء في 20.5.1.3.2 للعناصر المصبوبة في الموقع وفي 20.5.1.3.3 للعناصر مسبقة الصب.

**20.5.1.4.3** If the precompressed tension zone is not in tension under sustained loads, 20.5.1.4.2 need not be satisfied.

**20.5.1.4.3** إذا لم تكن منطقة الشد المضغوطة مسبقاً في حالة شد تحت أحمال دائمة، فلا يلزم تلبية 20.5.1.4.2.

### 20.5.2 Nonprestressed coated reinforcement

**20.5.2** تسليح التغطية الغير مسبق الإجهاد

**20.5.2.1** Nonprestressed coated reinforcement shall conform to Table 20.5.2.1.

**20.5.2.1** يجب أن يتوافق تسليح التغطية الغير مسبق الإجهاد مع الجدول 20.5.2.1.

Table 20.5.2.1—Nonprestressed coated reinforcement  
الجدول 20.5.2.1 - تسليح التغطية الغير مسبق الإجهاد

Type of coating	Applicable ASTM specification		
	Bar	Wire	Welded wire
Zinc-coated	A767	Not permitted	A1060
Epoxy-coated	A775 or A934	A884	A884
Zinc and epoxy dual-coated	A1055	Not permitted	Not permitted

**R20.5.1.4** Specified concrete cover requirements for corrosive environments—Corrosive environments are defined in 19.3.1, 19.3.1, and 19.3.2. Additional information on corrosion in parking structures is given in ACI 362.1R.

**R20.5.1.4** متطلبات الغطاء الخرساني المحدد للبيئات المسببة للتآكل في 19.3.1، 19.3.1، و 19.3.2. معلومات إضافية عن التآكل في منشآت وقوف السيارات يرد في ACI 362.1R.

**R20.5.1.4.1** Where concrete will be exposed to external sources of chlorides in service, such as deicing salts, brackish water, seawater, or spray from these sources, concrete should be proportioned to satisfy the requirements for the applicable exposure class in Chapter 19. These include maximum w/cm, minimum strength for normalweight and lightweight concrete, and maximum chloride ion in the concrete. Additionally, for corrosion protection, a specified concrete cover for reinforcement not less than 50 mm. for walls and slabs and not less than 65 mm. for other members is recommended. For precast concrete members manufactured under plant control conditions, a specified concrete cover not less than 40 mm. for walls and slabs and not less than 50mm. for other members is recommended.

**R20.5.1.4.1** سوف تتعرض الخرسانة لمصادر خارجية للكلوريدات في الخدمة، مثل التذويب الأملاح والمياه المالحة ومياه البحر أو رذاذ من هذه المصادر، يجب أن تتناسب الخرسانة لتلبية متطلبات فئة التعرض المعمول بها في الفصل 19 وتشمل هذه أقصى w/cm، والحد الأدنى من المقاومة للخرسانة ذات الوزن الطبيعي وخفيفة الوزن، والحد الأقصى أيون الكلوريد في الخرسانة. بالإضافة إلى ذلك، من أجل الحماية من التآكل، يوصى باستخدام غطاء خرساني محدد للتسليح لا يقل عن 50 mm للجدران وبلاطات ولا يقل عن 65 mm للعناصر الأخرى. بالنسبة للعناصر الخرسانية مسبقة الصب التي يتم تصنيعها تحت ظروف التحكم في المصنع، يوصى باستخدام غطاء خرساني محدد لا يقل عن 40 mm في الجدران والبلاطات ولا يقل عن 50 mm للعناصر الأخرى.

### R20.5.2 Nonprestressed coated reinforcement

**R20.5.2** تسليح التغطية الغير مسبق الإجهاد

**R20.5.2.1** Zinc-coated (hot-dipped galvanized) bars (ASTM A767), epoxy-coated bars (ASTM A775 and A934), and zinc and epoxy dual-coated bars (ASTM A1055) are used in applications where corrosion resistance of reinforcement is of particular concern such as in parking structures, bridge structures, and other highly corrosive environments.

**R20.5.2.1** أسياخ مغطاة بالزنك (مغلقة بالغمس الساخن) (ASTM A767) وأسياخ مغطاة بالايوبوكسي (ASTM A775 و A934)، وأسياخ مغطاة بالزنك والايوبوكسي (ASTM A1055) تستخدم في التطبيقات المقاومة للتآكل من تسليح هو مصدر قلق خاص مثل في منشآت وقوف السيارات، هياكل الجسور، وغيرها من بيئات تآكل عالية.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**20.5.2.2** Deformed bars to be zinc-coated, epoxy-coated, or zinc and epoxy dual-coated shall conform to 20.2.1.3(a), (b), or (c).

**20.5.2.2** يجب أن تتطابق الاسياخ المحلزنة التي تكون مطلية بالزنك أو مطلية بالايوكسي أو الزنك والايوكسي المزدوج المغلفة مع 20.2.1.3 (a) أو (b) أو (c).

**20.5.2.3** Wire and welded wire reinforcement to be epoxycoated shall conform to 20.2.1.7(a).

**20.5.2.3** يجب أن تتطابق السلك وتسليح الأسلاك الملحومة المغطاة بالايوكسي مع 20.2.1.7 (a).

### **20.5.3 Corrosion protection for unbonded prestressing reinforcement**

**20.5.3** الحماية من التآكل للتسليح مسبق الاجهاد الغير مترابط

**20.5.3.1** Unbonded prestressing reinforcement shall be encased in sheathing, and the space between the strand and the sheathing shall be completely filled with a material formulated to inhibit corrosion. Sheathing shall be watertight and continuous over the unbonded length.

**20.5.3.1** يتم تغليف تسليح الإجهاد المسبق الغير مترابط، ويتم تعبئة الفراغ بين الغطاء والكابل تمامًا بمواد مشكلة لمنع التآكل. يجب أن تكون التغطية مائعة للتسرب وتستمر على طول الغير مترابط.

**20.5.3.2** The sheathing shall be connected to all stressing, intermediate, and fixed anchorages in a watertight fashion.

**20.5.3.2** يجب أن تكون الأغلفة متصلة بجميع المثبتات المجردة والمتوسطة والصلبة بطريقة مائلة للماء.

**20.5.3.3** Unbonded single-strand tendons shall be protected to provide resistance to corrosion in accordance with ACI 423.7.

**20.5.3.3** يجب حماية الكابلات أحادية الالياف الغير مترابطة لتوفير مقاومة للتآكل وفقاً لـ ACI 423.7.

### **20.5.4 Corrosion protection for grouted tendons**

**20.5.4.1** Ducts for grouted tendons shall be grout-tight and nonreactive with concrete, prestressing reinforcement, grout, and corrosion inhibitor admixtures.

**20.5.4** الحماية من التآكل لكابلات الشد اللاصقة

**20.5.4.1** يجب أن تكون القنوات لكابلات الشد اللاصقة غير ملتحمة وغير متفاعلة مع الخرسانة وتسليح الإجهاد المسبق واللاصق ومضافات مائعة للتآكل.

**20.5.4.2** Ducts shall be maintained free of water.

**20.5.4.2** يجب الحفاظ على القنوات خالية من الماء.

### **R20.5.3 Corrosion protection for unbonded prestressing reinforcement**

**R20.5.3** الحماية من التآكل للتسليح مسبق الاجهاد الغير مترابط

**R20.5.3.1** Material for corrosion protection of unbonded prestressing reinforcement should have the properties identified in 19.1 of Breen et al. (1994). Typically, sheathing is a continuous, seamless, highdensity polyethylene material that is extruded directly onto the coated prestressing reinforcement.

**R20.5.3.1** يجب أن تشتمل المواد الخاصة بحماية التآكل من تسليح مسبقة الإجهاد غير مترابط على الخصائص المحددة في 19.1 من Breen et al. (1994). عادة، يكون التغليف مادة مستمرة من البولي إيثيلين عالية الكثافة ومتواصلة، يتم بثها مباشرة على تسليح مسبقة الإجهاد المغلف.

### **R20.5.4 Corrosion protection for grouted tendons**

**20.5.4** الحماية من التآكل لكابلات الشد اللاصقة

**R20.5.4.2** Water in ducts may cause corrosion of the prestressing reinforcement, may lead to bleeding and segregation of grout, and may cause distress to the surrounding concrete if subjected to freezing conditions. A corrosion inhibitor should be used to provide temporary corrosion protection if prestressing reinforcement is exposed in the ducts for prolonged periods of time before grouting (ACI 423.7).

• **R20.5.4.2** قد يتسبب الماء في القنوات في التآكل في تسليح الإجهاد المسبق، وقد يؤدي إلى إساحة وفصل اللاصق، وقد يتسبب في استنزاف للخرسانة المحيطة إذا تعرضت لظروف التجميد. يجب استخدام مانع التآكل لتوفير حماية مؤقتة ضد التآكل إذا تعرضت تسليح مسبق الاجهاد في القنوات لفترات طويلة من الوقت قبل اللاصق (ACI 423.7).

**20.5.4.3** Ducts for grouted single-wire, single-strand, or single-bar tendons shall have an inside diameter at least 6 mm. larger than the diameter of the prestressing reinforcement.

**20.5.4.3** يجب أن تكون القنوات للكابلات أحادية السلك أو الخيوط الأحادية أو السيخ الأحادي بقطر داخلي على الأقل 6 mm أكبر من قطر التسليح مسبق الإجهاد.

**20.5.4.4** Ducts for grouted multiple wire, multiple strand, or multiple bar tendons shall have an inside cross-sectional area at least two times the cross-sectional area of the prestressing reinforcement.

**20.5.4.4** يجب أن تكون قنوات الأسلاك المتعددة الحشو أو الوصلات المتعددة أو الكابلات متعددة الاسياخ مساحة مقطع عرضي داخلي على الأقل مرتين في مساحة المقطع العرضي للتسليح مسبق الإجهاد.

**20.5.5 Corrosion protection for post-tensioning anchorages, couplers, and end fittings**

**20.5.5** الحماية من التآكل للمثبتات والمزدوجات والتركيبات النهائية لاحقة الشد

**20.5.5.1** Anchorages, couplers, and end fittings shall be protected to provide long-term resistance to corrosion.

**20.5.5.1** يجب حماية المثبتات والمزدوجات والتركيبات النهائية لتوفير مقاومة طويلة الأمد للتآكل.

**20.5.6 Corrosion protection for external post-tensioning**

**20.5.6** الحماية من التآكل للكابلات لاحقة الشد الخارجية

**20.5.6.1** External tendons and tendon anchorage regions shall be protected to provide resistance to corrosion.

**20.5.6.1** يجب حماية كابلات الشد الخارجية ومناطق تثبيت الكابلات لتوفير مقاومة للتآكل.

**R20.5.5 Corrosion protection for post-tensioning anchorages, couplers, and end fittings**

**R20.5.5** الحماية من التآكل للمثبتات والمزدوجات والتركيبات النهائية لاحقة الشد

**R20.5.5.1** For recommendations regarding protection, refer to 4.2 and 4.3 of **Mojtahedi and Gamble (1978)** and 3.4, 3.6, 5, 6, and 6.3 of **Breen et al. (1994)**.

**R20.5.5.1** بالنسبة للتوصيات المتعلقة بالحماية ، يرجى الرجوع إلى الرقمين 4.2 و 4.3 من **(Mojtahedi and Gamble (1978)** و 3.4 و 3.6 و 5 و 6.3 من **(Breen et al. (1994**.

**R20.5.6 Corrosion protection for external post-tensioning**

**R20.5.6** الحماية من التآكل للكابلات لاحقة الشد الخارجية

**R20.5.6.1** Corrosion protection can be achieved by a variety of methods. The corrosion protection provided should be suitable to the environment in which the tendons are located. Some conditions will require that the prestressing reinforcement be protected by concrete cover or by cement grout in polyethylene or metal tubing; other conditions will permit the protection provided by coatings such as paint or grease. Corrosion protection methods should meet the fire protection requirements of the general building code, unless the installation of external post-tensioning is to only improve serviceability.

**R20.5.6.1** حماية التآكل يمكن تحقيق ذلك من خلال مجموعة متنوعة من الطرق. يجب أن تكون الحماية ضد التآكل مناسبة للبيئة التي توجد فيها الكابلات. تتطلب بعض الشروط أن يكون التسليح مسبق الإجهاد محمياً بغطاء خرساني أو بلاصق اسمنتية في أنابيب البولي إيثيلين أو المعدن؛ شروط أخرى سوف تسمح الحماية التي توفرها الطلاء مثل الطلاء أو الشحوم. يجب أن تفي وسائل الحماية من التآكل بمتطلبات الحماية المجانية لكود البناء العام، ما لم يكن التثبيت لاحق الشد الخارجي هو فقط لتحسين إمكانية الخدمة.

## 20.6—Embedments

**20.6.1** Embedments shall not significantly impair the strength of the structure and shall not reduce fire protection.

### 20.6- الغرز

**20.6.1** لا يؤثر الغرز بشكل كبير على مقاومة المنشأ ويجب ألا تقلل من الحماية ضد الحريق.

**20.6.2** Embedment materials shall not be harmful to concrete or reinforcement.

**20.6.2** لا يجب أن تكون مواد الغرز ضارة للخرسانة أو التسليح.

**20.6.3** Aluminum embedments shall be coated or covered to prevent aluminum-concrete reaction and electrolytic action between aluminum and steel.

**20.6.3** تغلف أو تغطي غرزات من الألمنيوم لمنع تفاعل الألمنيوم والخرسانة والتفاعل الكهربائي بين الألمنيوم والحديد.

**20.6.4** Reinforcement with an area at least 0.002 times the area of the concrete section shall be provided perpendicular to pipe embedments.

**20.6.4** يتم توفير التسليح بمساحة قدرها 0.002 مرة على الأقل من مساحة المقطع الخرساني بشكل عمودي على غرز المواسير.

**20.6.5** Specified concrete cover for pipe embedments with their fittings shall be at least 40 mm. for concrete exposed to earth or weather, and at least 20 mm. for concrete not exposed to weather, or not in contact with ground.

**20.6.5** يجب أن يكون الغطاء الخرساني المحدد لغرز المواسير مع تركيباتها على الأقل 40 mm للخرسانة المعرضة للأرض أو الطقس، و 20 mm على الأقل للخرسانة التي لا تتعرض للطقس، أو لا تتلامس مع الأرض.

## R20.6—Embedments

**R20.6.1** Any embedments not harmful to concrete or reinforcement can be placed in the concrete, but the work should be done in such a manner that the structure will not be endangered. Many general building codes have adopted ASME Piping Code B31.1 for power piping and B31.3 for chemical and petroleum piping. The licensed design professional should be sure that the appropriate piping codes are used in the design and testing of the system. The contractor should not be permitted to install conduits, pipes, ducts, or sleeves that are not shown in the construction documents or not approved by the licensed design professional.

### 20.6- الغرز

• **R20.6.1** يمكن وضع أي غرزات لا تضر بالخرسانة أو تسليح في الخرسانة، ولكن يجب أن يتم العمل بطريقة لا تهدد المنشأ. اعتمدت العديد من قوانين البناء العامة ASME Piping Code B31.1 لأنابيب الطاقة و B31.3 للأنابيب الكيميائية والبتروولية. يجب على محترف التصميم المرخص أن يتأكد من استخدام رموز المواسير المناسبة في تصميم واختبار النظام. يجب عدم السماح للمقاول بتركيب مواسير أو مجاري أو أغطية غير موضحة في مستندات الإنشاء أو غير معتمدة من قبل محترف التصميم المرخص.

**R20.6.3** The Code prohibits the use of aluminum in structural concrete unless it is effectively coated or covered. Aluminum reacts with concrete and, in the presence of chloride ions, may also react electrolytically with steel, causing cracking, spalling, or both. Aluminum electrical conduits present a special problem because stray electric current accelerates the adverse reaction. Provision 26.4.1.4.1(c) prohibits calcium chloride or any admixture containing chloride from being used in concrete with aluminum embedments.

**R20.6.3** يمنع الكود استخدام الألومنيوم في الخرسانة الإنشائية إلا وهي مغلفة بشكل فعال أو مغطاة. يتفاعل الألومنيوم مع الخرسانة، وفي وجود أيونات الكلوريد، قد يتفاعل أيضًا كهربائياً مع الفولاذ، مما يتسبب في التشقق، أو الانقسام، أو كليهما. تشكل القنوات الكهربائية المصنوعة من الألومنيوم مشكلة خاصة لأن التيار الكهربائي الشارد يعمل على تسريع التفاعل السلبي. يمنع البند 26.4.1.4.1 (ج) كلوريد الكالسيوم أو أي خليط يحتوي على كلوريد من استخدامه في الخرسانة مع غرزات الألومنيوم.



## CHAPTER 21—STRENGTH REDUCTION FACTORS

### الفصل 21 - معاملات تخفيض المقاومة

#### 21.1—Scope

##### 21.1 المجال

**21.1.1** This chapter shall apply to the selection of strength reduction factors used in design, except as permitted by Chapter 27.

**21.1.1** ينطبق هذا الفصل على اختيار معاملات تخفيض المقاومة المستخدمة في التصميم ، باستثناء ما يسمح به الفصل 27.

#### 21.2—Strength reduction factors for structural concrete members and connections

##### 21.2 - معاملات تخفيض المقاومة للعناصر الخرسانية الإنشائية والوصلات

**21.2.1** Strength reduction factors  $\phi$  shall be in accordance with Table 61.6.1, except as modified by 21.2.2, 21.2.3, and 21.2.4.

**21.2.1** يجب أن تكون معاملات تخفيض المقاومة متوافقة مع الجدول 61.6.1، باستثناء ما تم تعديله في 21.2.2 و 21.2.3 و 21.2.4.

## R21—STRENGTH REDUCTION FACTORS

### الفصل 21 - معاملات تخفيض المقاومة

#### R21.1—Scope

##### R21.1 المجال

**R21.1.1** The purposes of strength reduction factors  $\phi$  are: (1) to account for the probability of under-strength members due to variations in material strengths and dimensions; (2) to account for inaccuracies in the design equations; (3) to reflect the available ductility and required reliability of the member under the load effects being considered; and (4) to reflect the importance of the member in the structure (MacGregor 1976; Winter 1979).

**R21.1.1** أغراض معاملات تخفيض المقاومة  $\phi$  هي: (1) حساب احتمال وجود عناصر أقل مقاومة بسبب الاختلافات في مقاومة المواد والأبعاد؛ (2) لحساب عدم دقة في معادلات التصميم؛ (3) لتعكس البينة المتاحة والموثوقية المطلوبة للعنصر تحت تأثير الحمولة قيد النظر؛ و (4) لتعكس أهمية العنصر في المنشأ (MacGregor 1976 (Winter 1979)).

#### R21.2—Strength reduction factors for structural concrete members and connections

##### R21.2 - معاملات تخفيض المقاومة للعناصر الخرسانية الإنشائية والوصلات

**R21.2.1** The strength reduction factors in this Code are compatible with the ASCE/SEI 7 load combinations, which are the basis for the required factored load combinations in Chapter 5:

**R21.2.1** تتوافق معاملات تخفيض المقاومة في هذا الكود مع تراكيب الحمل ASCE / SEI 7 ، التي تشكل أساس تراكيب الحمل المصعد المطلوبة في الفصل الخامس:

(e) Laboratory tests of post-tensioned anchorage zones indicate a wide range of scatter in the results. This observation is addressed with a  $\phi$ -factor of 0.85 and by limiting the nominal compressive strength of unconfined concrete in the general zone to  $0.7\lambda f_{ci}'$  in 25.9.4.5.2, where  $\lambda$  is defined in 19.6.4. Thus, the effective design strength of unconfined concrete is  $0.8V \times 0.7\lambda f_{ci}' = 0.6\lambda f_{ci}'$  in the general zone.

(f) Bracket and corbel behavior is predominantly controlled by shear; therefore, a single value of  $\phi = 0.75$  is used for all potential modes of failure.

(هـ) تشير الاختبارات المعملية لمناطق تثبيت لاحقة الشد إلى وجود مجال واسع للتبعثر في النتائج. يتم التعامل مع هذا الرصد مع  $\phi$  من 0.85 وعن طريق الحد من مقاومة الضغط الاسمية للخرسانة الغير محصورة في المنطقة العامة إلى  $0.7\lambda f_{ci}'$  في 25.9.4.5.2، حيث يتم تعريف في 19.6.4. وبالتالي، فإن المقاومة التصميمية الفعالة للخرسانة الغير محصورة هي  $V \times 0.7\lambda f_{ci}' = 0.6\lambda f_{ci}'$  في المنطقة العامة.

(و) يتم التحكم في الغالب بسلوكيات الاكتناف والمساند بواسطة القص؛ لذلك، يتم استخدام قيمة واحدة من  $\phi = 0.75$  لكافة الأنماط المحتملة للفشل.



CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

Table 21.2.1—Strength reduction factors  $\phi$   
الجدول 21.2.1 - معاملات تخفيض المقاومة  $\phi$

Action or structural element	$\phi$	Exceptions
(a) Moment, axial force, or combined moment and axial force	0.65 to 0.90 in accordance with 21.2.2	Near ends of pretensioned members where strands are not fully developed, $\phi$ shall be in accordance with 21.2.3.
(b) Shear	0.75	Additional requirements are given in 21.2.4 for structures designed to resist earthquake effects.
(c) Torsion	0.75	—
(d) Bearing	0.65	—
(e) Post-tensioned anchorage zones	0.85	—
(f) Brackets and corbels	0.75	—
(g) Struts, ties, nodal zones, and bearing areas designed in accordance with strut-and-tie method in Chapter 23	0.75	—
(h) Components of connections of precast members controlled by yielding of steel elements in tension	0.90	—
(i) Plain concrete elements	0.60	—
(j) Anchors in concrete elements	0.45 to 0.75 in accordance with Chapter 17	—

(i) The strength reduction factor  $\phi$  for plain concrete members is the same for all potential modes of failure. Because both the flexural tension strength and shear strength for plain concrete depend on the tensile strength of the concrete, without the reserve strength or ductility that might otherwise be provided by reinforcement, equal strength reduction factors for moment and shear are considered to be appropriate.

(1) إن معامل تخفيض المقاومة  $\phi$  لعناصر الخرسانة العادية هو نفسه لجميع أنماط الانهيار المحتملة. نظرًا لأن مقاومة انحناء الشد ومقاومة القص للخرسانة العادية تعتمد على مقاومة الشد للخرسانة، بدون مقاومة الاحتياط أو اليونة التي يمكن توفيرها بخلاف ذلك من خلال تسليح، فإن معاملات تخفيض المقاومة المتساوية للعزم والقص تعتبر مناسبة.

**21.2.2** Strength reduction factor for moment, axial force, or combined moment and axial force shall be in accordance with Table 21.2.2.

**21.2.2** يجب أن يكون معاملات تخفيض المقاومة للعزم، أو القوة المحورية، أو العزم المشترك والقوة المحورية طبقاً للجدول 21.2.2.

**21.2.2.1** For deformed reinforcement,  $\epsilon_{ty}$  shall be  $f_y/E_s$ . For Grade 420 deformed reinforcement, it shall be permitted to take  $\epsilon_{ty}$  equal to 0.002.

**21.2.2.1** بالنسبة للتسليح المحلزن،  $\epsilon_{ty}$  يجب أن يكون  $f_y / E_s$ . بالنسبة للتسليح المحلزن من الدرجة (420)، يسمح لـ  $\epsilon_{ty}$  بأن يساوي 0.002.

**21.2.2.2** For all prestressed reinforcement,  $\epsilon_{ty}$  shall be taken as 0.002.

**21.2.2.2** لجميع التسليح مسبق الأجهاد،  $\epsilon_{ty}$  يجب أن تؤخذ كـ 0.002.

**R21.2.2** The nominal strength of a member that is subjected to moment or combined moment and axial force is determined for the condition where the strain in the extreme compression fiber is equal to the assumed strain limit of 0.003. The net tensile strain  $\epsilon_t$  is the tensile strain calculated in the extreme tension reinforcement at nominal strength, exclusive of strains due to prestress, creep, shrinkage, and temperature. The net tensile strain in the extreme tension reinforcement is determined from a linear strain distribution at nominal strength, shown in Fig. R21.2.2a for a nonpre-stressed member. Members subjected to only axial compression are considered to be compression-controlled and members subjected to only axial tension are considered to be tension-controlled. If the net tensile strain in the extreme tension reinforcement is sufficiently large ( $> 0.005$ ), the section is defined as tension-controlled, for which warning of failure by excessive deflection and cracking may be expected. The 0.005 limit provides sufficient ductility for most applications. One condition where greater ductile behavior is required is in design for redistribution of moments in continuous members and frames, which is addressed in 6.6.5. Because redistribution of moment depends on the ductility available in the hinge regions, redistribution of moment is limited to sections that have a net tensile strain of at least 0.0005. If the net tensile strain in the extreme tension reinforcement is small ( $\epsilon_{ty}$ ), a brittle compression failure condition is expected, with little warning of impending failure.

**R21.2.2** تتحدد المقاومة الاسمية للعنصر الذي يتعرض للعزم أو للعزم المركب مع قوة محورية للحالة التي تكون فيها الانفعال الموجود في ألياف الضغط القصوى مساوية لحد الانفعال المفترض البالغ 0.003. انفعال الشد الصافي هي  $\epsilon_t$  محسوبة في تسليح الشد الأقصى عند المقاومة الاسمية، باستثناء الانفعال بسبب الإجهاد المسبق، الزحف، الانكماش، ودرجة الحرارة. يتم تحديد انفعال الشد الصافي في تسليح الشد الأقصى من توزيع انفعال خطية في المقاومة الاسمية، كما هو موضح في الشكل R21.2.2a لعنصر غير مسبق الإجهاد. العناصر التي تتعرض للضغط المحوري فقط هي التي تعتبر معرضة للتحكم على الضغط، والعناصر التي تتعرض للشد المحوري فقط تعتبر معرضة للتحكم في الشد. إذا كانت انفعال الشد في تسليح الشد الأقصى كبيرة بما فيه الكفاية ( $> 0.005$ )، يتم تعريف المقطع على أنه يتحكم في الشد، والذي قد يكون من المتوقع حدوث تحذير من الانهيار بسبب التشوه الزائد و التشقق. يوفر الحد 0.005 إمكانية ليونة كافية لمعظم التطبيقات. إن أحد الشروط التي تتطلب سلوكاً إضافياً للمرونة هو التصميم لإعادة توزيع العزوم في العناصر والإطارات المستمرة، والتي يتم تناولها في 6.6.5. نظرًا لأن إعادة التوزيع للعزم تعتمد على قابلية الليونة المتاحة في مناطق المفاصل، فإن إعادة التوزيع يقتصر على المقاطع التي لديها انفعال شد صافية لا تقل عن 0.0005. إذا كانت انفعال الشد الأقصى في تسليح الشد الأقصى صغيرة ( $\epsilon_{ty}$ )، فمن المتوقع حدوث حالة انهيار هش للضغط، مع القليل من التحذير من الانهيار الوشيك.

Before ACI 318-14, the compression-controlled strain limit was defined as 0.002 for Grade 420 reinforcement and all prestressed reinforcement, but it was not explicitly defined for other types of reinforcement. In ACI 318-14, the compression-controlled strain limit  $\epsilon_{ty}$  is defined in 21.2.2.1 and 21.2.2.2 for deformed and prestressed reinforcement, respectively.

قبل ACI 318-14 ، تم تعريف حد الانفعال الذي يتحكم في الضغط على أنه 0.002 لتسليح من الدرجة 420 وجميع التسليح مسبق الإجهاد ، ولكن لم يتم تعريفه صراحةً للأنواع الأخرى من التسليح. في ACI 318-14 ، تم تعريف حد الانفعال المتحكم في الضغط في 21.2.2.1 و 21.2.2.2 للتسليح المحلزن ومسبق الإجهاد ، على التوالي.

Beams and slabs are usually tension-controlled, whereas columns may be compression-controlled. Some members, such as those with small axial forces and large bending moments, experience net tensile strain in the extreme tension reinforcement between the limits of 0.005 and  $\epsilon_{ty}$ . These sections are in a transition region between compression-controlled and tension-controlled.

عادةً ما يتم التحكم في الشد في الكمرات والبلاطات، في حين أن الأعمدة يمكن التحكم فيها بواسطة الضغط. بعض العناصر، مثل أولئك الذين لديهم قوى محورية صغيرة وعزوم الانحناء كبيرة، يعانون من انفعال الشد الصافي في أقصى تسليح الشد بين حدود 0.005 و  $\epsilon_{ty}$ . توجد هذه المقاطع في منطقة انتقالية بين التحكم في الضغط والتحكم في الشد.

This section specifies the appropriate strength reduction factors for tension-controlled and compression-controlled sections, and for intermediate cases in the transition region. For sections subjected to combined axial force and moment, design strengths are determined by multiplying both  $P_n$  and  $M_n$  by the appropriate single value of  $\phi$ .

يحدد هذا القسم معاملات تخفيض المقاومة المناسبة للمقاطع التي يتحكم فيها الشد والتحكم في الضغط، وللحالات المتوسطة في المنطقة الانتقالية. بالنسبة للمقاطع المعرضة للقوة المحورية المركبة مع العزم، يتم تحديد المقاومة التصميمية من خلال ضرب كل من  $P_n$  و  $M_n$  بالقيمة المفردة المناسبة لـ  $\phi$ .

A lower  $\phi$ -factor is used for compression-controlled sections than for tension-controlled sections because compression-controlled sections have less ductility, are more sensitive to variations in concrete strength, and generally occur in members with tension-controlled sections. Columns with spiral reinforcement are assigned a higher  $\phi$ -factor than columns with other types of transverse reinforcement because spiral columns have greater ductility and toughness. For sections within the transition region, the value of  $\phi$  may be determined by linear interpolation, as shown in Fig. R21.2.2b.

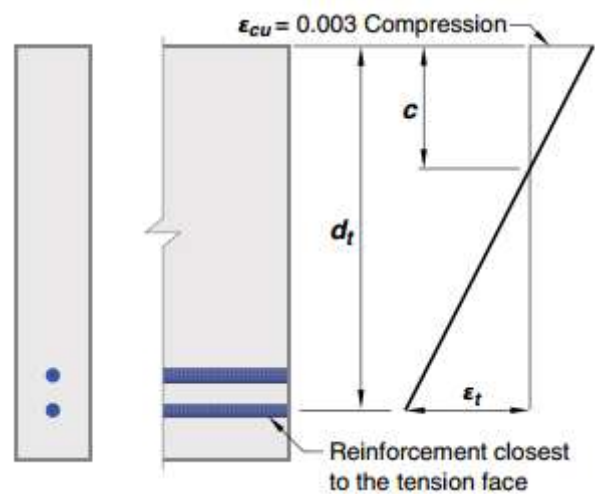
يتم استخدام عامل  $\phi$  أقل للمقاطع التي يتم التحكم في الضغط منها للمقاطع التي يتحكم فيها الشد؛ لأن المقاطع التي تتحكم فيها الضغط تكون ليونة أقل ، وتكون أكثر حساسية للتغيرات في مقاومة الخرسانة ، ويحدث عادة في العناصر التي تدعم مناطق تحميل أكبر من العناصر لمقاطع يتحكم فيها الشد. يتم تعيين أعداد مع تسليح حلزوني معامل أعلى من الأعمدة مع أنواع أخرى من التسليح العرضي لأن الأعمدة الحلزونية لديها ليونة أكبر ومتانة. يجب تحديد قيمة  $\phi$  للمقاطع ضمن المنطقة الانتقالية بواسطة الاستكمال الخطي كما هي موضحة في الشكل R21.2.2b

**Table 21.2.2—Strength reduction factor  $\phi$  for moment, axial force, or combined moment and axial force**  
 الجدول 21.2.2 - معامل تخفيض المقاومة للعزم أو القوة المحورية أو العزوم المشتركة والقوة المحورية

Net tensile stain $\epsilon_t$	Classification	$\phi$			
		Type of transverse reinforcement			
		Spirals conforming to 25.7.3		Other	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	Compression-controlled	0.75	(a)	0.65	(b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < \epsilon_{ty} + 0.003$	Transition <sup>[1]</sup>	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.003)}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{(0.003)}$	(d)
$\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003$	Tension-controlled	0.90	(e)	0.90	(f)

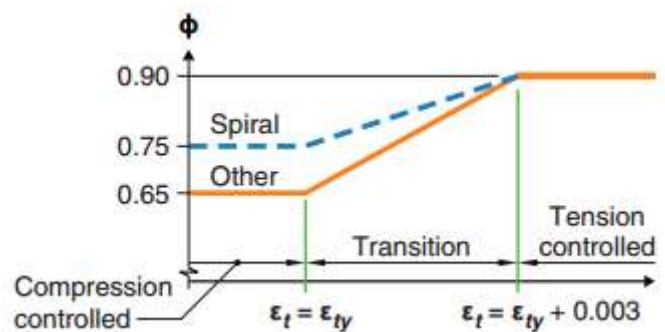
[1] For sections classified as transition, it shall be permitted to use  $\phi$  corresponding to compression-controlled sections.

[1] بالنسبة المقاطع المصنفة كمرحلة انتقالية، يُسمح باستخدام  $\phi$  للمقاطع المطابقة للضغط المتحكم.



**Fig. R21.2.2a—Strain distribution and net tensile strain in a nonprestressed member.**

الشكل R21.2.2a - توزيع الانفعال والانفعال الصافي للشد في عنصر غير مسبقي الاجهاد



**Fig. R21.2.2b—Variation of  $\phi$  with net tensile strain in extreme tension reinforcement,  $\epsilon_t$ .**

الشكل R21.2.2b — اختلاف  $\phi$  مع الانفعال الصافي للشد في تسليح الشد الأقصى،  $\epsilon_t$ .

**21.2.3** For sections in pretensioned members where strand is not fully developed,  $\phi$  shall be calculated at each section in accordance with Table 21.2.3, where  $\ell_{tr}$  is calculated using Eq. (21.2.3),  $\ell_{db}$  is the debonded length at the end of the member,  $f_{se}$  is the effective stress in the prestressed reinforcement after allowance for all losses, and  $\ell_d$  is given in 25.4.8.1.

**21.2.3** بالنسبة للمقاطع الموجودة للعناصر مسبقة الشد حيث لم يتم تثبيت الخيوط بالكامل ، يحتسب  $\phi$  في كل مقطع وفقاً للجدول 21.2.3 ، حيث يتم حساب  $\ell_{tr}$  باستخدام المعادلة ( 21.2.3 ) ،  $\ell_{db}$  هو طول الترابط في نهاية العنصر ،  $f_{se}$  هو الإجهاد الفعال في التسليح مسبق الإجهاد بعد السماح لجميع الفوائد ، ويتم إعطاء  $\ell_d$  في 25.4.8.1.

$$\ell_{tr} = \left( \frac{f_{se}}{21} \right) d_b \quad (21.2.3)$$

Table 21.2.3— Strength reduction factor  $\phi$  for sections near the end of pretensioned members

الجدول 21.2.3 - معامل تخفيض المقاومة  $\phi$  للمقاطع القريبة من نهاية العناصر مسبقة الشد

Condition near end of member	Stress in concrete under service load <sup>[1]</sup>	Distance from end of member to section under consideration	$\phi$	
All strands bonded	Not applicable	$\leq \ell_{tr}$	0.75	(a)
		$\ell_{tr}$ to $\ell_d$	Linear interpolation from 0.75 to $\phi_p$ <sup>[2]</sup>	(b)
One or more strands debonded	No tension calculated	$\leq (\ell_{db} + \ell_{tr})$	0.75	(c)
		$(\ell_{db} + \ell_{tr})$ to $(\ell_{db} + \ell_d)$	Linear interpolation from 0.75 to $\phi_p$ <sup>[2]</sup>	(d)
	Tension calculated	$\leq (\ell_{db} + \ell_{tr})$	0.75	(e)
		$(\ell_{db} + \ell_{tr})$ to $(\ell_{db} + 2\ell_d)$	Linear interpolation from 0.75 to $\phi_p$ <sup>[2]</sup>	(f)

[1] Stress calculated using gross cross-sectional properties in extreme concrete fiber of precompressed tension zone under service loads after allowance for all prestress losses at section under consideration.

[2] It shall be permitted to use a strength reduction factor of 0.75.

[1] تم حساب الإجهاد باستخدام خصائص إجمالي المقطع العرضي في ألياف الخرسانة القصوى في منطقة الشد المضغوطة مسبقاً تحت أحمال الخدمة بعد السماح لكل فوائد الإجهاد في المقطع قيد الدراسة.

[2] يجب أن يسمح باستخدام معامل تخفيض المقاومة مقداره 0.75.

**R21.2.3** If a critical section along a pretensioned member occurs in a region where the strand is not fully developed, bond slip failure may occur. This mode of failure resembles a brittle shear failure; hence,  $\phi$  values for flexure are reduced with respect to a section where all strands are fully developed. For sections between the end of the transfer length and the end of the development length, the value of  $\phi$  may be determined by linear interpolation, as shown in Fig. R21.2.3a.

Where bonding of one or more strands does not extend to the end of the member, instead of more rigorous analysis,  $\phi$  may be conservatively taken as 0.05 from the end of the member to the end of the transfer length of the strand with the longest debonded length. Beyond this point,  $\phi$  may be varied linearly to 0.90 at the location where all strands are developed, as shown in Fig. R21.2.3b. Alternatively, the contribution of the debonded strands may be ignored until they are fully developed. Embedment of debonded strand is considered to begin at the termination of the debonding sleeves. Beyond this point, the provisions of 65.4.8.1 are used to determine whether the strands develop over a length of  $\ell_d$  or  $2\ell_d$ , depending on the calculated stress in the precom- pressed tension zone under service loads (Fig. R21.2.3b).

**R21.2.3** في حالة حدوث مقطع خرج على طول عنصر مسبق الشد في منطقة لم يتم فيها تثبيت الخيوط بشكل كامل ، فقد يحدث انهيار انزلاق الترابط . هذا النمط من الانهيار يشبه انهيار القص الهش. وبالتالي، يتم تقليل قيم  $\phi$  للانحناء فيما يتعلق بالمقطع حيث يتم تثبيت جميع الخيوط بشكل كامل. بالنسبة للمقاطع بين نهاية طول التثبيت ونهاية طول النحول، يمكن تحديد قيمة  $\phi$  بواسطة الاستكمال الخطي، كما هو موضح في الشكل R21.2.3a.

عندما لا يمتد الترابط لواحد أو أكثر للخيوط إلى نهاية العنصر، بدلاً من تحليل أكثر صرامة، يمكن أن يتم أخذ  $\phi$  بشكل متحفظ ك 0.05 من نهاية العنصر حتى نهاية طول نقل الخيط بأطول طول الترابط. أبعد من هذه النقطة، يمكن أن يتغير خطي  $\phi$  خطياً إلى 0.90 في الموقع الذي يتم فيه تثبيت جميع الخيوط، كما هو موضح في الشكل R21.2.3b. بدلاً من ذلك، قد يتم تجاهل مساهمة الخيوط حتى يتم تثبيتها بالكامل. ويعتبر إدراج الخيوط لبدء عند الانتهاء من الجلبات. أبعد من هذه النقطة، يتم استخدام أحكام 65.4.8.1 لتحديد ما إذا كانت الخيوط مثبتة على طول  $\ell_d$  أو  $2\ell_d$  ، اعتماداً على الإجهاد المحسوب في منطقة الشد المضغوطة مسبقاً تحت أحمال الخدمة (الشكل R21.2.3b).

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

**21.2.4** For structures that rely on elements in (a), (b), or (c) to resist earthquake effects E, the value of  $\phi$  for shear shall be modified in accordance with 21.2.4.1 through 21.2.4.4:

- (a) Special moment frames
- (b) Special structural walls
- (c) Intermediate precast structural walls in structures assigned to Seismic Design Category D, E, or F

**21.2.4** بالنسبة للمنشآت التي تعتمد على العناصر في (أ) ، (ب) ، أو (ج) لمقاومة تأثيرات الزلزال E ، يجب تعديل قيمة  $\phi$  للقصر وفقاً لـ 21.2.4.1 حتى 21.2.4.4:

- (أ) إطارات العزوم الخاصة
- (ب) جدران القص الخاصة
- (ج) جدران القص المتوسطة مسبقة الصب في المنشآت المخصصة للتصميم الزلزالي من الفئة D أو E أو F

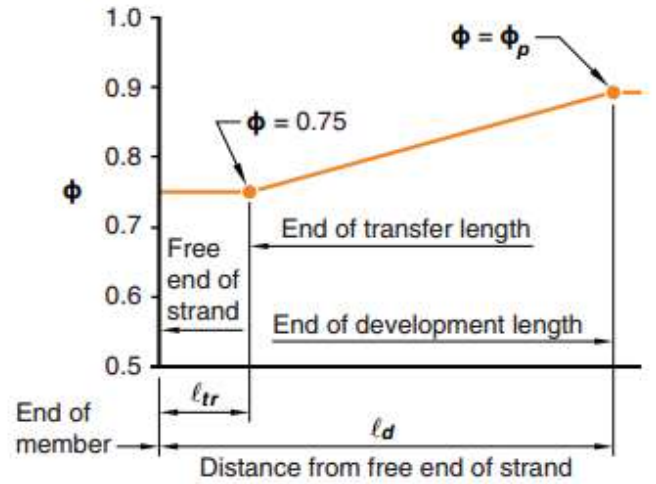
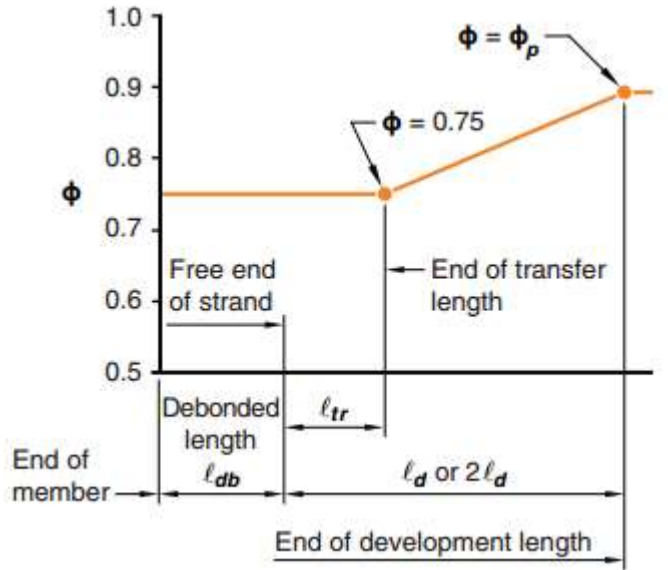


Fig. R21.2.3a-Variation of  $\phi$  with distance from the free end of strand in pretensioned member with fully bonded strands.

الشكل-R21.2.3a تبين  $\phi$  مع المسافة من نهاية حرة للخيوط في عنصر مسبق الشد مع خيوط مرتبطة تماماً.



**Note:** The location of the end of development length depends on the calculated stresses in the extreme concrete fiber of the precompressed tension zone under service loads.

ملاحظة: يعتمد موقع نهاية طول التثبيت على الاجهادات المحسوبة في الألياف الخرسانية القصوى لمنطقة الشد المضغوطة مسبقاً تحت أحمال الخدمة.

Fig. R21.2.3b-Variation of  $\phi$  with distance from the free end of strand in pretensioned member with debonded strands.

الشكل-R21.2.3b تبين  $\phi$  مع المسافة من نهاية حرة للخيوط في عنصر مسبق الشد مع خيوط غير مرتبطة.



## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**21.2.4.1** For any member designed to resist E,  $\phi$  for shear shall be 0.60 if the nominal shear strength of the member is less than the shear corresponding to the development of the nominal moment strength of the member. The nominal moment strength shall be calculated considering the most critical factored axial loads and including E.

**21.2.4.1** لأي عنصر مصمم لمقاومة E،  $\phi$  للقص يكون 0.60 إذا كانت مقاومة القص الاسمية للعنصر أقل من القص المطابق لتثبيت مقاومة العزم الاسمية للعنصر. تحسب مقاومة العزم الاسمية على اعتبار أهم الأحمال المحورية المصعدة الحرجة في الحساب وتشمل E.

**21.2.4.2** For diaphragms,  $\phi$  for shear shall not exceed the least value of  $\phi$  for shear used for the vertical components of the primary seismic-force-resisting system.

**21.2.4.2** بالنسبة للأغشية الإنشائية، يجب ألا تزيد قيمة  $\phi$  للقص عن  $\phi$  للقص المستخدم في المكونات الأساسية الرأسية لنظام مقاومة القوة الزلزالية.

**21.2.4.3** For foundation elements supporting the primary seismic-force-resisting system,  $\phi$  for shear shall not exceed the least value of  $\phi$  for shear used for the vertical components of the primary seismic-force-resisting system.

**21.2.4.3** بالنسبة لعناصر الأساس التي تدعم نظام مقاومة قوة الزلازل الأولية، يجب ألا يتجاوز  $\phi$  القص أقل قيمة  $\phi$  للقص المستخدم للمكونات الرأسية لنظام مقاومة قوة الزلازل الرئيسية.

**21.2.4.4** For beam-column joints and diagonally reinforced coupling beams,  $\phi$  for shear shall be 0.85.

**21.2.4.4** بالنسبة لمفاصل كمرة - عمود للكمرات المزدوجة المسلحة قطرياً، يجب أن يكون  $\phi$  للقص هو 0.85.

**R21.2.4.1** This provision addresses shear-controlled members, such as low-rise walls, portions of walls between openings, or diaphragms, for which nominal shear strength is less than the shear corresponding to development of nominal flexural strength for the pertinent loading conditions.

**R21.2.4.1** يتناول هذا الحكم العناصر التي يتحكم فيها القص، مثل الجدران منخفضة الارتفاع، أو أجزاء الجدران بين الفتحات، أو الأغشية، التي تقل فيها مقاومة القص الاسمية عن القص المقابل لتطوير مقاومة الانحناء الاسمية لحالات التحميل المناسبة.

**R21.2.4.2** Short structural walls were the primary vertical elements of the lateral-force-resisting system in many of the parking structures that sustained damage during the 1994 Northridge earthquake. In some cases, walls remained essentially linear elastic, while diaphragms responded inelastically.

This provision is intended to increase strength of the diaphragm and its connections in buildings for which the shear strength reduction factor for walls is 0.60, as those structures tend to have relatively high overstrength.

**R21.2.4.2** كانت الجدران الإنشائية القصيرة هي العناصر الرأسية الرئيسية لنظام مقاومة القوة الجانبية في العديد من منشآت وقوف السيارات التي لحقت بها أضرار أثناء زلزال نورثريدج عام 1994. في بعض الحالات، بقيت الجدران مرنة بشكل أساسي، في حين ردت المنشآت بطريقة غير مألوفة. ويهدف هذا الحكم إلى زيادة مقاومة المنشآت ووصلاتها في المباني التي يكون معامل تخفيض المقاومة للقص فيها 0.60، لأن هذه المنشآت تميل إلى أن يكون لديها مقاومة عالية نسبياً.

**R21.2.4.3** This provision is intended to provide consistent reliability for shear in foundation elements that support shear controlled walls designed with a strength reduction factor of 0.6.

**R21.2.4.3** الغرض من هذا الحكم هو توفير موثوقية متسقة للقص في عناصر الأساس التي تدعم الجدران الخاضعة للتحكم في القص والمصممة بمعامل تخفيض المقاومة يبلغ 0.6.

CHAPTER 22—SECTIONAL STRENGTH

الفصل 22 – مقاومة المقطع

22.1—Scope

22.1 المجال

**22.1.1** This chapter shall apply to calculating nominal strength at sections of members, including (a) through (g):

**22.1.1** ينطبق هذا الفصل على حساب المقاومة الاسمية في مقاطع العناصر، بما في ذلك (أ) إلى (ز):

- (a) Flexural strength
- (b) Axial strength or combined flexural and axial strength
- (c) One-way shear strength
- (d) Two-way shear strength
- (e) Torsional strength
- (f) Bearing
- (g) Shear- friction

- (أ) مقاومة الانحناء
- (ب) المقاومة المحورية أو مقاومة الانحناء المركبة والمقاومة المحورية
- (ج) مقاومة القص في اتجاه واحد
- (د) مقاومة القص في اتجاهين
- (هـ) مقاومة الالتواء
- (و) التحميل
- (ز) قص - احتكاك

**22.1.2** Sectional strength requirements of this chapter shall be satisfied unless the member or region of the member is designed in accordance with Chapter 23.

**22.1.2** يجب أن تستوفي متطلبات مقاومة المقطع لهذا الفصل ما لم يتم تصميم العنصر أو المنطقة من العنصر وفقاً للفصل 23.

**22.1.3** Design strength at a section shall be taken as the nominal strength multiplied by the applicable strength reduction factor  $\phi$  given in Chapter 21.

**22.1.3** يجب أن تؤخذ المقاومة التصميمية في مقطع ما مع المقاومة الاسمية مضروبة في معامل تخفيض المقاومة المطبقة  $\phi$  المعطى في الفصل 21.

R22—SECTIONAL STRENGTH

R22 - مقاومة المقطع

R22.1—Scope

R22.1 المجال

**R22.1.1** The provisions in this chapter apply where the strength of the member is evaluated at critical sections.

**R22.1.1** تنطبق الأحكام الواردة في هذا الفصل على تقييم مقاومة العنصر في المقاطع الحرجة.

**R22.1.2** Chapter 23 provides methods for designing discontinuity regions where section-based methods do not apply.

**R22.1.2** يقدم الفصل 23 طرقاً لتصميم المناطق الغير مستمرة التي لا تنطبق عليها الطرق القائمة على المقاطع.

## CODE

### الكود

#### 22.2—Design assumptions for moment and axial strength

##### 22.2 - افتراضات التصميم للعزم والمقاومة المحورية

##### 22.2.1 Equilibrium and strain compatibility

##### 22.2.1 التوازن وتوافق الانفعال

##### 22.2.1.1 Equilibrium shall be satisfied at each section.

22.2.1.1 يجب استيفاء التوازن في كل مقطع.

##### 22.2.1.2 Strain in concrete and nonprestressed reinforcement shall be assumed proportional to the distance from neutral axis.

22.2.1.2 يفترض أن الانفعال الموجود في الخرسانة والتسليح الغير مسبقة الاجهاد متناسبة مع المسافة من المحور المحايد.

##### 22.2.1.3 Strain in prestressed concrete and in bonded and unbonded prestressed reinforcement shall include the strain due to effective prestress.

22.2.1.3 يجب أن يشمل الانفعال في الخرسانة مسبقة الإجهاد وفي التسليح مسبقة الاجهاد المترابط والغير مترابط بسبب الإجهاد المسبق الفعال.

##### 22.2.1.4 Changes in strain for bonded prestressed reinforcement shall be assumed proportional to the distance from neutral axis.

22.2.1.4 يفترض أن التغيرات في الانفعال للتسليح مسبقة الاجهاد المترابط تكون متناسبة مع المسافة من المحور المحايد.

## COMMENTARY

### التعليق

#### R22.2—Design assumptions for moment and axial strength

##### R22.2 - افتراضات التصميم للعزم والمقاومة المحورية

**R22.2.1** Equilibrium and strain compatibility —The flexural and axial strength of a member calculated by the strength design method of the Code requires that two basic conditions be satisfied: (1) equilibrium; and (2) compatibility of strains. Equilibrium refers to the balancing of forces acting on the cross section at nominal strength. The relationship between the stress and strain for the concrete and the reinforcement at nominal strength is established within the design assumptions allowed by 22.2.

**R22.2.1** التوازن وتوافق الانفعال—تتطلب مقاومة الانحناء والقوة المحورية للعنصر المحسوبة بواسطة طريقة تصميم المقاومة في الكود استيفاء شرطين أساسيين: (1 التوازن ، 2) توافق الانفعال. يشير التوازن إلى موازنة القوى العاملة على المقطع العرضي بالمقاومة الاسمية. العلاقة بين الإجهاد و الانفعال للخرسانة و التسليح بالمقاومة الاسمية يتم أنشائها ضمن افتراضات التصميم التي يسمح بها 22.2.

**R22.2.1.2** Many tests have confirmed that it is reasonable to assume a linear distribution of strain across a reinforced concrete cross section (plane sections remain plane), even near nominal strength except in cases as described in Chapter 23. The strain in both nonprestressed reinforcement and in concrete is assumed to be directly proportional to the distance from the neutral axis. This assumption is of primary importance in design for determining the strain and corresponding stress in the reinforcement.

**R22.2.1.2** أكدت اختبارات عديدة أنه من المعقول أن نفترض توزيعاً خطياً للانفعال عبر مقطع عرضي من الخرسانة المسلحة (تظل أجزاء من المقطع مستوية) ، حتى بالقرب من المقاومة الاسمية باستثناء الحالات الموضحة في الفصل 23. يفترض أن الانفعال في كل من التسليح غير مسبقة الاجهاد والخرسانة تتناسب طردياً مع المسافة من المحور المحايد. هذا الافتراض ذو أهمية أساسية في التصميم لتحديد الانفعال والإجهاد في التسليح.

**R22.2.1.4** The change in strain for bonded prestressed reinforcement is influenced by the change in strain at the section under consideration. For unbonded prestressed reinforcement, the change in strain is influenced by external load, reinforcement location, and boundary conditions along the length of the reinforcement. Current Code equations for calculating  $f_{ps}$  for unbonded tendons, as provided in 20.3.2.4, have been correlated with test results.

**R22.2.1.4** يتأثر التغير في الانفعال للتسليح مسبقة الاجهاد المترابط بالتغير في الانفعال في المقطع قيد الدراسة. بالنسبة للتسليح مسبقة الاجهاد الغير مترابط، يتأثر التغير في الانفعال بالحمل الخارجي، موقع التسليح ، وحالات الحدود على طول التسليح. تم ربط معادلات الكود الحالي لحساب  $f_{ps}$  كابلات الشد الغير مترابطة، كما هو منصوص عليه في 20.3.2.4، بنتائج الاختبار.

## 22.2.2 Design assumptions for concrete

## R22.2.2 Design assumptions for concrete

### 22.2.2 افتراضات التصميم في الخرسانة

### R22.2.2 افتراضات التصميم في الخرسانة

**22.2.2.1** Maximum strain at the extreme concrete compression fiber shall be assumed equal to 0.003.

**22.2.2.1** يفترض أن يكون أقصى انفعال عند ألياف الضغط الخرسانية الخارجية يساوي 0.003.

**22.2.2.2** Tensile strength of concrete shall be neglected in flexural and axial strength calculations.

**22.2.2.2** يجب إهمال مقاومة الشد للخرسانة في حسابات مقاومة الانحناء والقوة المحورية.

**22.2.2.3** The relationship between concrete compressive stress and strain shall be represented by a rectangular, trapezoidal, parabolic, or other shape that results in prediction of strength in substantial agreement with results of comprehensive tests.

**22.2.2.3** يجب أن تمثل العلاقة بين أجهاد الضغط للخرسانة والانفعال بواسطة شكل مستطيل أو شبه منحرف أو شبه مكافئ أو أي شكل آخر ينتج عنه التنبؤ بالمقاومة في اتفاق جوهري مع نتائج اختبارات شاملة.

**R22.2.2.1** The maximum concrete compressive strain at crushing of the concrete has been observed in tests of various kinds to vary from 0.003 to higher than 0.008 under special conditions. However, the strain at which strength of the member is developed is usually 0.003 to 0.004 for members of normal proportions, materials, and strength.

**R22.2.2.1** لوحظ أقصى انفعال ضغط للخرسانة عند تكسير الخرسانة في اختبارات أنواع مختلفة تتراوح من 0.003 إلى أعلى من 0.008 في ظل ظروف خاصة. ومع ذلك، فإن الانفعال التي يتم تثبيت مقاومة العنصر بها هي عادة 0.003 إلى 0.004 للعناصر ذات النسب الطبيعية والمواد والمقاومة.

**R22.2.2.2** The tensile strength of concrete in flexure (modulus of rupture) is a more variable property than the compressive strength and is approximately 10 to 15 percent of the compressive strength. Tensile strength of concrete in flexure is conservatively neglected in calculating the nominal flexural strength. The strength of concrete in tension, however, is important in evaluating cracking and deflections at service loads.

**R22.2.2.2** إن مقاومة الشد للخرسانة في الانحناء (معامل التمزق) هي خاصية أكثر تغيراً من مقاومة الضغط وهي تقريباً 10 إلى 15 في المائة من مقاومة الضغط. يتم إهمال مقاومة الشد للخرسانة في الانحناء بشكل متوازن في حساب مقاومة الانحناء الاسمية. ومع ذلك، فإن مقاومة الخرسانة في الشد مهمة في تقييم التشقق والتشوهات في أحمال الخدمة.

**R22.2.2.3** At high strain levels, the stress-strain relationship for concrete is nonlinear (stress is not proportional to strain). As stated in 22.2.2.1, the maximum usable strain is set at 0.003 for design. The actual distribution of concrete compressive stress within a cross section is complex and usually not known explicitly. Research has shown that the important properties of the concrete stress distribution can be approximated closely using any one of several different assumptions for the shape of the stress distribution.

**R22.2.2.3** عند مستويات الانفعال العالي، تكون علاقة الإجهاد والانفعال للخرسانة غير خطية (لا يتناسب الإجهاد مع الانفعال). كما ذكر في 22.2.2.1، يتم تعيين أقصى انفعال قابلة للاستخدام في 0.003 للتصميم. التوزيع الفعلي لإجهادات الضغط الخرساني ضمن مقطع عرضي معقد وغالباً ما لا يُعرف بشكل صريح. لقد أظهرت الأبحاث أن الخصائص المهمة لتوزيع الضغط الخرساني يمكن تقريبها عن قرب باستخدام أي من الافتراضات المختلفة العديدة لشكل توزيع الإجهاد.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**22.2.2.4** The equivalent rectangular concrete stress distribution in accordance with 22.2.2.4.1 through 22.2.2.4.3 satisfies 22.2.2.3.

**22.2.2.4.1** 22.2.2.4 يلبى المستطيل المكافئ لتوزيع أجهاد الخرسانة مع 22.2.2.3 ، حتى 22.2.2.4.3.

**22.2.2.4.1** Concrete stress of  $0.85f_c'$  shall be assumed uniformly distributed over an equivalent compression zone bounded by edges of the cross section and a line parallel to the neutral axis located a distance  $a$  from the fiber of maximum compressive strain, as calculated by:

**22.2.2.4.1** يفترض أن أجهاد الخرسانة بمقدار  $0.85f_c'$  يتم توزيعه بشكل منتظم على منطقة ضغط مكافئة تحدها حواف المقطع العرضي وخط مواز للمحور المحايد يقع على مسافة  $a$  من ألياف أقصى أنفعال للضغط، على النحو المحسوب بواسطة:

$$a = \beta_1 c \quad (22.2.2.4.1)$$

**22.2.2.4.2** Distance from the fiber of maximum compressive strain to the neutral axis,  $c$ , shall be measured perpendicular to the neutral axis.

**22.2.2.4.2** تقاس المسافة من ألياف أقصى أنفعال للضغط إلى المحور المحايد ،  $c$  ، بشكل عمودي إلى المحور المحايد.

**22.2.2.4.3** Values of  $\beta_1$  shall be in accordance with Table 22.2.2.4.3.

**22.2.2.4.3** يجب أن تكون قيم  $\beta_1$  وفقاً للجدول 22.2.2.4.3.

Table 22.2.2.4.3—Values of  $\beta_1$  for equivalent rectangular concrete stress distribution

الجدول 22.2.2.4.3- قيم  $\beta_1$  للمستطيل المكافئ لتوزيع أجهاد الخرسانة

$f_c'$ , MPa	$\beta_1$	
$17 \leq f_c' \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f_c' < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f_c' - 28)}{7}$	(b)
$f_c' \geq 55$	0.65	(c)

**R22.2.2.4** For design, the Code allows the use of an equivalent rectangular compressive stress distribution (stress block) to replace the more detailed approximation of the concrete stress distribution.

**R22.2.2.4** بالنسبة للتصميم ، يسمح الكود باستخدام توزيع أجهاد ضغط مستطيل (كتلة الاجهاد) لاستبدال التقريب المفصل لتوزيع اجهاد الخرسانة.

**R22.2.2.4.1** The equivalent rectangular stress distribution does not represent the actual stress distribution in the compression zone at nominal strength, but does provide essentially the same nominal combined flexural and axial compressive strength as obtained in tests (Mattock et al. 1961).

**R22.2.2.4.1** لا يمثل توزيع الإجهاد المستطيل المكافئ لتوزيع الاجهاد الفعلي في منطقة الضغط عند مقاومة اسمية ، ولكنه يوفر أساساً نفس المقاومة الاسمية للاتحاء المركب والضغط المحوري نفسها كما تم الحصول عليها في الاختبارات (Mattock et al. 1961).

**R22.2.2.4.3** The values for  $\beta_1$  were determined experimentally. The lower limit of  $\beta_1$  is based on experimental data from beams constructed with concrete strengths greater than 55 MPa (Leslie et al. 1976; Karr et al. 1978).

**R22.2.2.4.3** تم تحديد قيم  $\beta_1$  تجريبياً. ويستند الحد الأدنى من  $\beta_1$  إلى بيانات تجريبية من الكمرات المبنية بمقاومة خرسانية أكبر من 55 ميجا باسكال (Karr et al. 1978 ؛ Leslie et al. 1976).

**22.2.3** Design assumptions for nonprestressed reinforcement

22.2.3 افتراضات التصميم للتسليح الغير مسبوق الاجهاد

**22.2.3.1** Deformed reinforcement used to resist tensile or compressive forces shall conform to 20.2.1.

22.2.3.1 يجب أن يتوافق التسليح المحلزن المستخدم لمقاومة قوى الشد أو الضغط مع 20.2.1.

**22.2.3.2** Stress-strain relationship and modulus of elasticity for deformed reinforcement shall be idealized in accordance with 20.2.2.1 and 20.2.2.2.

22.2.3.2 يجب أن تكون العلاقة بين الإجهاد والانفعال ومعامل المرونة للتسليح المحلزن مثالية في توافق مع 20.2.2.1 و 20.2.2.2.

**22.2.4** Design assumptions for prestressing reinforcement

22.2.4 افتراضات التصميم للتسليح مسبوق الاجهاد

**22.2.4.1** For members with bonded prestressing reinforcement conforming to 20.3.1, stress at nominal flexural strength,  $f_{ps}$ , shall be calculated in accordance with 20.3.2.3.

22.2.4.1 بالنسبة للعناصر ذات التسليح مسبوق الإجهاد المترابط المتوافق مع 20.3.1، يتم حساب الإجهاد عند مقاومة الانحناء الاسمية،  $f_{ps}$ ، وفقاً لـ 20.3.2.3.

**22.2.4.2** For members with unbonded prestressing reinforcement conforming to 20.3.1,  $f_{ps}$  shall be calculated in accordance with 20.3.2.4.

22.2.4.2 بالنسبة للعناصر ذات التسليح مسبوق الإجهاد الغير مترابط المتوافق مع 20.3.1، يجب أن تحسب  $f_{ps}$  وفقاً لـ 20.3.2.4.

**22.2.4.3** If the embedded length of the prestressing strand is less than  $t_d$ , the design strand stress shall not exceed the value given in 25.4.8.3, as modified by 25.4.8.1(b).

22.2.4.3 إذا كان طول الغرز لكابل الإجهاد المسبق أقل من  $t_d$ ، يجب ألا يتجاوز الإجهاد التصميمي للكابل القيمة الواردة في 25.4.8.3، كما تم تعديلها بمقدار 25.4.8.1 (b).



## 22.3 -Flexural strength

### 22.3.1 General

22.3 - مقاومة الانحناء  
22.3.1 عام

**22.3.1.1** Nominal flexural strength  $M_n$  shall be calculated in accordance with the assumptions of 22.2.

22.3.1.1 تحسب مقاومة الانحناء الاسمية  $M_n$  وفقاً لافتراضات 22.2.

### 22.3.2 Prestressed concrete members

22.3.2 عناصر خرسانية مسبقة الإجهاد

**22.3.2.1** Deformed reinforcement conforming to 20.2.1, provided in conjunction with prestressed reinforcement, shall be permitted to be considered to contribute to the tensile force and be included in flexural strength calculations at a stress equal to  $f_y$ .

22.3.2.1 يسمح بالتسليح المحلزن المطابق لـ 20.2.1 ، والذي يتم توفيره بالتزامن مع التسليح مسبق الإجهاد ، للإسهام في قوة الشد وإدراجه في حسابات مقاومة الانحناء عند أجهاد يعادل  $f_y$ .

**22.3.2.2** Other nonprestressed reinforcement shall be permitted to be considered to contribute to the flexural strength if a strain compatibility analysis is performed to calculate stresses in such reinforcement.

22.3.2.2 يجب السماح بالتسليح الآخر الغير مسبق الإجهاد للمساهمة في مقاومة الانحناء إذا تم إجراء تحليل توافق الانفعال لحساب الاجهادات في مثل هذه التسليح.

### 22.3.3 Composite concrete members

22.3.3 العناصر الخرسانية المركبة

**22.3.3.1** Provisions of 22.3.3 apply to members constructed in separate placements but connected so that all elements resist loads as a unit.

22.3.3.1 تنطبق أحكام 22.3.3 على العناصر المبنية في مواضع منفصلة ولكنها متصلة بحيث أن جميع العناصر تقاوم الأحمال كوحدة.

**22.3.3.2** For calculation of  $M_n$  for composite slabs and beams, use of the entire composite section shall be permitted.

22.3.3.2 من أجل حساب  $M_n$  للبلاطات والكمرات المركبة، يسمح باستخدام المقطع المركب بأكمله.

**22.3.3.3** For calculation of  $M_n$  for composite slabs and beams, no distinction shall be made between shored and unshored members.

22.3.3.3 لحساب  $M_n$  للبلاطات والكمرات المركبة، لا يسمح التمييز بين العناصر الداعمة والغير داعمة.

## R22.3—Flexural strength

R22.3 - مقاومة الانحناء

### R22.3.2 Prestressed concrete members

R22.3.2 عناصر خرسانية مسبقة الإجهاد

**R22.3.2.2** Bond length for nontensioned prestressing strand (Salmons and McCrate 1977; PCA 1980) should be sufficient to develop the stress consistent with strain compatibility analysis at the critical section.

R22.3.2.2 يجب أن يكون طول الترابط لكابلات الإجهاد المسبق الغير مشدود (Salmons and McCrate 1977; PCA 1980) كافياً لتطوير الاجهاد المتوافق مع تحليل توافق الانفعال في المقطع الحرج.

### R22.3.3 Composite concrete members

22.3.3 العناصر الخرسانية المركبة

**R22.3.3.1** The scope of Chapter 22 is intended to include composite concrete flexural members. In some cases, with cast-in-place concrete, separate placements of concrete may be designed to act as a unit. In these cases, the interface is designed for the loads that will be transferred across the interface. Composite structural steel-concrete beams are not covered in this chapter. Design provisions for these types of composite members are covered in AISC 360.

R22.3.3.1 يقصد من مجال الفصل 22 أن يشمل عناصر الانحناء الخرسانية المركبة. في بعض الحالات مع الخرسانة المصبوبة في الموقع، يمكن تصميم مواضع منفصلة للخرسانة لتعمل كوحدة. في هذه الحالات، تم تصميم سطح التداخل للأحمال التي سيتم نقلها عبر سطح التداخل. لا يغطي هذا الفصل الكمرات الانشائية المركبة من الخرسانة والحديد. تتم تغطية أحكام التصميم الخاصة بهذه الأنواع من العناصر المركبة في AISC 360.

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

**22.3.3.4** For calculation of  $M_n$  for composite members where the specified concrete compressive strength of different elements varies, properties of the individual elements shall be used in design. Alternatively, it shall be permitted to use the value of  $f_c'$  for the element that results in the most critical value of  $M_n$ .

22.3.3.4 لحساب  $M_n$  للعناصر المركبة حيث تختلف مقاومة الضغط للخرسانة المحددة للعناصر المختلفة، يجب استخدام خصائص العناصر المستقلة في التصميم. وبدلاً من ذلك، يجب السماح باستخدام قيمة  $f_c'$  للعنصر الذي تنتج القيمة الأكثر حرجاً لـ  $M_n$ .

## 22.4 — Axial strength or combined flexural and axial strength

### 22.4 - المقاومة المحورية أو مقاومة الانحناء المركب مع المقاومة المحورية

#### 22.4.1 General

##### 22.4.1 عام

**22.4.1.1** Nominal flexural and axial strength shall be calculated in accordance with the assumptions of 22.2.

22.4.1.1 تحسب مقاومة الانحناء والمقاومة المحورية الاسمية مع افتراضات 22.2.

#### 22.4.2 Maximum axial compressive strength

##### 22.4.2 مقاومة أقصى ضغط محوري

**22.4.2.1** Nominal axial compressive strength  $P_n$  shall not exceed  $P_{n,max}$  in accordance with Table 22.4.2.1, where  $P_o$  is calculated by Eq. (22.4.2.2) for nonprestressed members and composite steel and concrete members, and by Eq. (22.4.2.3) for prestressed members. The value of  $f_y$  shall be limited to a maximum of 550 MPa.

22.4.2.1 لا يجب أن تتجاوز  $P_n$  مقاومة الضغط المحورية الاسمية،  $P_{n,max}$  طبقاً للجدول 22.4.2.1، حيث يتم حساب  $P_o$  بواسطة المعادلة (22.4.2.2) للعناصر الغير مسبقة الاجهاد والعناصر المركبة من الخرسانة والحديد، بواسطة المعادلة (22.4.2.3) للعناصر مسبقة الاجهاد. تحدد قيمة  $f_y$  بحد أقصى 550 ميغا باسكال.

Table 22.4.2.1—Maximum axial strength

جدول 22.4.2.1 - أقصى مقاومة محورية

Member	Transverse reinforcement	$P_{n,max}$	
Nonprestressed	Ties conforming to 22.4.2.4	$0.80P_o$	(a)
	Spirals conforming to 22.4.2.5	$0.85P_o$	(b)
Prestressed	Ties	$0.80P_o$	(c)
	Spirals	$0.85P_o$	(d)
Deep foundation member	Ties conforming to Ch. 13	$0.80P_o$	(e)

## R22.4—Axial strength or combined flexural and axial strength

### R22.4 - المقاومة المحورية أو مقاومة الانحناء المركب مع المقاومة المحورية

#### R22.4.2 Maximum axial compressive strength

##### R22.4.2 مقاومة أقصى ضغط محوري

**R22.4.2.1** To account for accidental eccentricity, the design axial strength of a section in pure compression is limited to 80 to 85 percent of the nominal axial strength. These percentage values approximate the axial strengths at eccentricity-to-depth ratios of 0.10 and 0.05 for tied and spirally reinforced members conforming to 22.4.2.4 and 22.4.2.5, respectively. The same axial load limitation applies to both cast-in-place and precast compression members. The value of  $f_y$  is limited to 550 MPa because the compression capacity of the concrete is likely to be reached before this stress is exceeded. The transverse reinforcement requirements for columns do not apply to deep foundation members. Chapter 13 provides the detailing requirements for these members.

**R22.4.2.1** لمراعاة اللامركزية المفاجئة، تقتصر المقاومة المحورية التصميمية للمقطع في ضغط نقي على 80 إلى 85 بالمائة من المقاومة المحورية الاسمية. هذه القيم المئوية تقارب المقاومة المحورية عند نسب اللامركزية إلى العمق 0.10 و 0.05 للعناصر المسلحة بالكائات المستطيلة أو الحلزونية المطابقة لـ 22.4.2.4 و 22.4.2.5، على التوالي. ينطبق تحديد الحمل المحوري نفسه على كل من عناصر الضغط المصبوبة في الموقع ومبسقة الصب. تقتصر قيمة  $f_y$  على 550 ميغا باسكال لأنه من المحتمل أن يتم الوصول إلى سعة ضغط الخرسانة قبل تجاوز هذا الاجهاد. لا تنطبق متطلبات التسليح العرضي للأعمدة على عناصر الاساسات العميقة. يقدم الفصل 13 متطلبات التفاصيل لهؤلاء العناصر.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**22.4.2.2** For nonprestressed members and composite steel and concrete members,  $P_o$  shall be calculated by:

**22.4.2.2** للعناصر الغير مسبقة الاجهاد والعناصر المركبة من الحديد والخرسانة ، يتم حساب  $P_o$  بواسطة:

$$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

where  $A_{st}$  is the total area of nonprestressed longitudinal reinforcement.

حيث  $A_{st}$  هي المساحة الكلية للتسليح الطولي الغير مسبقة الاجهاد.

**22.4.2.3** For prestressed members,  $P_o$  shall be calculated by:

**22.4.2.3** بالنسبة للعناصر مسبقة الإجهاد ، يتم حساب  $P_o$  بواسطة:

$$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st} - A_{pd}) + f_y A_{st} - (f_{se} - 0.003E_p)A_{pt} \quad (22.4.2.3)$$

where  $A_{pt}$  is the total area of prestressing reinforcement, and  $A_{pd}$  is the total area occupied by duct, sheathing, and prestressing reinforcement; the value of  $f_{se}$  shall be at least  $0.003E_p$ . For grouted, post-tensioned tendons, it shall be permitted to assume  $A_{pd}$  equals  $A_{pt}$ .

حيث  $A_{pt}$  هي المساحة الكلية للتسليح مسبقة الاجهاد، و  $A_{pd}$  هي المساحة الكلية التي تشغلها القنوات، والتغطية، والتسليح مسبقة الاجهاد. يجب أن تكون قيمة  $f_{se}$  على الأقل  $0.003E_p$ . بالنسبة للكابلات اللاصقة لاحقة الشد، يجب أن نفترض أن قيمة  $A_{pd}$  تساوي  $A_{pt}$ .

**22.4.2.4** Tie reinforcement for lateral support of longitudinal reinforcement in compression members shall satisfy 10.7.6.2 and 25.7.2.

**22.4.2.4** يجب أن تستوفي الكانات المستطيلة للركيزة الجانبية للتسليح الطولي في عناصر الضغط 10.7.6.2 و 25.7.2.

**22.4.2.5** Spiral reinforcement for lateral support of longitudinal reinforcement in compression members shall satisfy 10.7.6.3 and 25.7.3.

**22.4.2.5** يجب أن تستوفي الكانات الحلزونية للركيزة الجانبية للتسليح الطولي في عناصر الضغط 10.7.6.3 و 25.7.3.

### 22.4.3 Maximum axial tensile strength

#### 22.4.3 مقاومة أقصى شد محوري

**22.4.3.1** Nominal axial tensile strength of a nonprestressed, composite, or prestressed member,  $P_{nt}$ , shall not be taken greater than  $P_{nt,max}$ , calculated by:

**22.4.3.1** لا ينبغي أن تؤخذ مقاومة الشد المحورية الاسمية لعنصر غير مسبقة الاجهاد أو مركب أو مسبقة الإجهاد،  $P_{nt}$  ، أكبر من  $P_{nt, max}$ ، محسوبة بواسطة:

$$P_{nt,max} = f_y A_{st} + (f_{se} + \Delta f_p) A_{pt} \quad (22.4.3.1)$$

where  $(f_{se} + \Delta f_p)$  shall not exceed  $f_{py}$ , and  $A_{pt}$  is zero for nonprestressed members.

حيث  $(f_{se} + \Delta f_p)$  يجب ألا تتجاوز  $f_{py}$  ، و  $A_{pt}$  هي صفر للعناصر الغير مسبقة الاجهاد.

**R22.4.2.3** The effects of prestressing on the axial strength of compression members are taken into account in Eq. (22.4.2.3). Equation (22.4.2.3) is similar to Eq. (22.4.2.2) for nonprestressed compression members. The effective area of concrete subjected to the limiting stress of  $0.85f'_c$  is reduced by the term  $A_{pd}$  to account for the area of ducts, sheathing, and prestressing reinforcement. A third term is added to account for the reduction of column capacity due to the prestressing force. At nominal strength, the stress in the prestressing reinforcement,  $f_{se}$ , is decreased by  $0.003E_p$ , where  $0.003$  is the assumed compressive strain at the axial capacity of the member.

**R22.4.2.3** تؤخذ تأثيرات الإجهاد المسبق على المقاومة المحورية لعناصر الضغط في الاعتبار في المعادلة (22.4.2.3). المعادلة (22.4.2.3) مشابهة لمعادلة (22.4.2.2) لعناصر الضغط الغير مسبقة الاجهاد. يتم تقليل المساحة الفعالة للخرسانة المعرضة للإجهاد المحدد عند  $0.85f'_c$  من خلال مصطلح  $A_{pd}$  لحساب مساحة القناة ، والتغليف ، و تسليح المسبق الاجهاد . يضاف مصطلح الثالث لحساب التخفيض من سعة العمود بسبب قوة الإجهاد المسبق. في المقاومة الاسمية، يتم تقليل الاجهاد في تسليح الإجهاد المسبق،  $f_{se}$  ، بمقدار  $0.003E_p$  ، حيث  $0.003$  هو انفعال الضغط المفترض عند السعة المحورية للعنصر.

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

## 22.5 —One-way shear strength

## 22.5.1 General

## 22.5 - مقاومة القص ذات الاتجاه الواحد

## 22.5.1 عام

**22.5.1.1** Nominal one-way shear strength at a section,  $V_n$ , shall be calculated by:

**22.5.1.1** يتم حساب مقاومة القص الأسمية في اتجاه واحد في المقطع،  $V_n$ ، من خلال:

$$V_n = V_c + V_s \quad (22.5.1.1)$$

## R22.5—One-way shear strength

## R22.5.1 General

## R22.5 - مقاومة القص ذات الاتجاه الواحد

## R22.5.1 عام

**R22.5.1.1** In a member without shear reinforcement, shear is assumed to be resisted by the concrete. In a member with shear reinforcement, a portion of the shear strength is assumed to be provided by the concrete and the remainder by the shear reinforcement.

**R22.5.1.1** في عنصر بدون تسليح القص، يفترض أن يقاوم القص بواسطة الخرسانة. في عنصر مع تسليح القص، من المفترض أن يتم توفير جزء من مقاومة القص بواسطة الخرسانة والباقي عن طريق تسليح القص.

The shear strength provided by concrete,  $V_c$  is assumed to be the same for members with and without shear reinforcement and is taken as the shear causing inclined cracking (Joint ACI-ASCE Committee 426 1973; MacGregor and Hanson 1969; Joint ACI-ASCE Committee 326 1962). After cracking,  $V_c$  is attributed to aggregate interlock, dowel action, and the shear transmitted across the concrete compression zone. The shear strength is based on an average shear stress over the effective cross section,  $b_w d$ .

Chapter 23 allows the use of strut-and-tie models in the shear design of any structural concrete member, or discontinuity region in a member.

يفترض أن مقاومة القص التي توفرها الخرسانة،  $V_c$ ، هي نفسها بالنسبة للعناصر مع أو بدون تسليح القص، ويتم اعتبار القص بسبب التشقق المائل (اللجنة المشتركة ACI-A / CE 466 1973؛ MacGregor و Hanson 1969؛ ACI-ASCE Committee 326 1962). بعد التشقق، يُسند  $V_c$  إلى تداخل الركام، وتأثير الربط، والقص الذي ينتقل عبر منطقة الضغط للخرسانة. تعتمد مقاومة القص على متوسط إجهاد القص على المقطع العرضي الفعال،  $b_w d$ .

يسمح الفصل 23 باستخدام نماذج ركيزة - شداد في تصميم القص لأي عنصر خرساني أنشائي، أو منطقة غير مستمرة في العنصر.

**22.5.1.2** Cross-sectional dimensions shall be selected to satisfy Eq. (22.5.1.2).

**22.5.1.2** يجب اختيار أبعاد المقطع العرضي لتلبية المعادلة (22.5.1.2).

$$V_u \leq \phi(V_c + 0.66\sqrt{f'_c}b_w d) \quad (22.5.1.2)$$

**22.5.1.3** For nonprestressed members,  $V_c$  shall be calculated in accordance with 22.5.5, 22.5.6, or 22.5.7.

**22.5.1.3** بالنسبة للعناصر الغير مسبقة الاجهاد، يتم احتساب  $V_c$  وفقاً لما هو 22.5.5 أو 22.5.6 أو 22.5.7.

**22.5.1.4** For prestressed members,  $V_c$ ,  $V_{ci}$ , and  $V_{cw}$  shall be calculated in accordance with 22.5.6 or 22.5.7.

**22.5.1.4** بالنسبة للعناصر مسبقة الاجهاد، يتم حساب  $V_c$  و  $V_{ci}$  و  $V_{cw}$  وفقاً لما هو 22.5.6 أو 22.5.7.

**R22.5.1.2** The limit on cross-sectional dimensions in 22.5.1.2 is intended to minimize the likelihood of diagonal compression failure in the concrete and limit the extent of cracking.

**R22.5.1.2** يقصد من الحد لأبعاد المقطع العرضي في 22.5.1.2 تقليل احتمال انهيار الضغط القطري في الخرسانة والحد من توسع التشقق.

**22.5.1.5** For calculation of  $V_c$ ,  $V_{ci}$ , and  $V_{cw}$ ,  $J$  shall be in accordance with 19.2.4.

**22.5.1.5** لحساب  $V_c$  و  $V_{ci}$  و  $V_{cw}$ ،  $J$  يجب أن تكون وفقاً لـ 19.2.4.

**22.5.1.6**  $V_s$  shall be calculated in accordance with 22.5.8.

**22.5.1.6**  $V_s$  يتم حسابها وفقاً لـ 22.5.8.

**22.5.1.7** Effect of any openings in members shall be considered in calculating  $V_n$ .

**22.5.1.7** يتم النظر في تأثير أي فتحات في العناصر في حساب  $V_n$ .

**R22.5.1.7** Openings in the web of a member can reduce its shear strength. The effects of openings are discussed in section 4.7 of *Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973)* and in *Barney et al. (1977)* and *Schlaich et al. (1987)*. Strut-and-tie models as addressed in *Chapter 23* can be used to design members with openings.

**R22.5.1.7** يمكن أن تؤدي الفتحات الموجودة في الشفة إلى تقليل مقاومة القص. وتناقش التأثيرات المترتبة على الفتحات في القسم 4-7 من اللجنة المشتركة *Joint ACI-ASCE Committee 426 (1973)* واللجنة *426 (1973)* وفي *Barney et al. (1977)* و *Schlaich* وآخرون. (1987). يمكن استخدام نماذج ركيزة-شداد كما هو موضح في الفصل 23 في تصميم العناصر مع الفتحات.

**22.5.1.8** Effect of axial tension due to creep and shrinkage in restrained members shall be considered in calculating  $V_c$ .

**22.5.1.8** يجب النظر في تأثير الشد المحوري بسبب الزحف والانكماش في العناصر المقيدة في حساب  $V_c$ .

**R22.5.1.8** Consideration of axial tension requires engineering judgment. Axial tension often occurs due to volume changes, but it may be low enough not to be detrimental to the performance of a structure with adequate expansion joints and satisfying minimum longitudinal reinforcement requirements. It may be desirable to design shear reinforcement to resist the total shear if there is uncertainty about the magnitude of axial tension.

**R22.5.1.8** النظر في الشد المحوري يتطلب الحكم الهندسي. غالباً ما يحدث الشد المحوري بسبب التغيرات في الحجم ، ولكنه قد يكون منخفضاً بما يكفي بحيث لا يضر بأداء منشأ ذات فواصل التمدد المناسبة وتلبية الحد الأدنى من متطلبات التسليح الطولي. قد يكون من المستحسن تصميم تسليح القص لمقاومة القص الكلي إذا كان هناك عدم يقين حول مقدار الشد المحوري.

**22.5.1.9** Effect of inclined flexural compression in variable depth members shall be permitted to be considered in calculating  $V_c$ .

**22.5.1.9** يجب أن يؤخذ تأثير انحناء الضغط المائل في العناصر متغيرة العمق في الاعتبار عند حساب  $V_c$ .

**R22.5.1.9** In a member of variable depth, the internal shear at any section is increased or decreased by the vertical component of the inclined flexural stresses.

**R22.5.1.9** في عنصر متغير العمق ، يتم زيادة القص الداخلي في أي مقطع أو تخفيضه بالمكون الرأسي لأجهادات الانحناء المائل.

**22.5.1.10** The interaction of shear forces acting along orthogonal axes shall be permitted to be neglected if (a) or (b) is satisfied.

**22.5.1.10** يسمح بإهمال تفاعل قوى القص التي تعمل على محاور متعامدة إذا تم تحقيق (أ) أو (ب).

$$(a) \frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} \leq 0.5 \quad (22.5.1.10a)$$

$$(b) \frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \leq 0.5 \quad (22.5.1.10b)$$

$$\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} > 0.5 \quad \text{and} \quad \frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} > 0.5$$

**22.5.1.11** If Eq. (22.5.1.11) shall be satisfied.

**22.5.1.11** إذا يجب الاستيفاء بها. **22.5.1.11** فإن المعادلة.

$$\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} > 0.5 \quad \text{and} \quad \frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} > 0.5$$

$$\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} + \frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \leq 1.5 \quad (22.5.1.11)$$

**R22.5.1.10** and **R.22.5.1.11** Reinforced concrete members, such as columns and beams, may be subjected to biaxial shear. For symmetrically reinforced circular sections, nominal one-way shear strength about any axis is the same. Therefore, when a circular section is subjected to shear along two centroidal axes, shear strength can be evaluated using the resultant shear. However, for rectangular and other cross sections, calculating nominal one-way shear strength along the axis of the resultant shear is not practical. Tests and analytical results for columns have indicated that for biaxial shear loading, the shear strength follows an elliptical interaction diagram that requires calculating nominal one-way shear strength along two orthogonal directions (Umehara and Jirsa 1984). Considering shear along each centroidal axis independently can be unconservative. Thus, linear interaction accounts for biaxial shear.

**R22.5.1.10** و **R.22.5.1.11** قد تتعرض عناصر الخرسانة المسلحة ، مثل الأعمدة والكمرات ، لقص ثنائي المحور. بالنسبة للمقاطع الدائرية المسلحة بشكل متماثل ، تكون مقاومة القص الاسمية أحادية الاتجاه حول أي محور هي نفسها. لذلك ، عندما يتعرض المقطع الدائري للقص على طول محورين مركزيين ، يمكن تقييم مقاومة القص باستخدام القص الناتج. ومع ذلك ، بالنسبة للمقاطع المستطيلة والمقاطع العرضية الأخرى ، فإن حساب مقاومة القص الاسمية أحادية الاتجاه على طول محور القص الناتج ليس عملياً. أشارت الاختبارات والنتائج التحليلية للأعمدة إلى أنه بالنسبة لحمل القص ثنائي المحور ، فإن مقاومة القص تتبع رسم بياني للتفاعل البيضاوي يتطلب حساب مقاومة القص الاسمية أحادية الاتجاه على طول اتجاهين متعامدين (Umehara و Jirsa 1984). يمكن أن يكون اعتبار القص على طول كل محور مركزي بشكل مستقل غير متحفظ. وبالتالي ، فإن التفاعل الخطي يحسب القص ثنائي المحور.



## 22.5.2 Geometric assumptions

### 22.5.2 افتراضات هندسية

**22.5.2.1** For calculation of  $V_c$  and  $V_s$  in prestressed members,  $d$  shall be taken as the distance from the extreme compression fiber to the centroid of prestressed and any nonprestressed longitudinal reinforcement but need not be taken less than  $0.8h$ .

**22.5.2.1** لحساب  $V_c$  و  $V_s$  في العناصر مسبقة الإجهاد، يجب أن تؤخذ  $d$  كمسافة من ألياف الضغط الخارجية إلى مركز التسليح الطولي مسبق الإجهاد وأي تسليح طولي غير مسبق الإجهاد ولكن لا ينبغي أن تؤخذ أقل من  $0.8h$ .

**22.5.2.2** For calculation of  $V_c$  and  $V_s$ , it shall be permitted to assume (a) through (c):

- (a)  $d$  equal to 0.8 times the diameter for circular sections
- (b)  $b_w$  equal to the diameter for solid circular sections
- (c)  $b_w$  equal to twice the wall thickness for hollow circular sections

**22.5.2.2** لحساب  $V_c$  و  $V_s$ ، يُسمح بافتراض (أ) إلى (ج):  
(أ)  $d$  (يساوي 0.8 ضعف القطر للمقاطع الدائرية)  
(ب)  $b_w$  يساوي قطر المقاطع الدائرية المصمتة  
(ج)  $b_w$  يساوي ضعف سمك الجدار للمقاطع الدائرية المجوفة

## R22.5.2 Geometric assumptions

### R22.5.2 افتراضات هندسية

**R22.5.2.1** Although the value of  $d$  may vary along the span of a prestressed beam, studies (MacGregor and Hanson 1969) have shown that, for prestressed concrete members,  $d$  need not be taken less than  $0.8h$ . The beams considered had some straight prestressed reinforcement or reinforcing bars at the bottom of the section and had stirrups that enclosed the longitudinal reinforcement.

**R22.5.2.1** على الرغم من أن قيمة  $d$  قد تختلف على امتداد بحر الكمرية مسبقة الإجهاد، إلا أن الدراسات (MacGregor و Hanson 1969) أظهرت أنه بالنسبة لعناصر الخرسانة مسبقة الإجهاد، لا يجب أخذ  $d$  أقل من  $0.8h$ . كانت الكمرية التي تمت دراستها تحتوي على بعض التسليح المستقيم مسبق الإجهاد أو أسياخ التسليح في الجزء السفلي من المقطع وكانت تحتوي على كانات تحيط بالتسليح الطولي.

**R22.5.2.2** Shear tests of members with circular sections indicate that the effective area can be taken as the gross area of the section or as an equivalent rectangular area (Joint ACI-ASCE Committee 426 1973; Faradji and Diaz de Cossio 1965; Khalifa and Collins 1981).

Although the transverse reinforcement in a circular section may not consist of straight legs, tests indicate that Eq. (22.5.8.5.3) is conservative if  $d$  is taken as defined in 22.5.2.2. Faradji and Diaz de Cossio 1965; Khalifa and Collins 1981.

**R22.5.2.2** تشير اختبارات القص الخاصة بالعناصر ذات المقاطع الدائرية إلى أن المساحة الفعالة يمكن اعتبارها المساحة الإجمالية للمقطع أو كمساحة مستطيلة مكافئة (اللجنة المشتركة ACI-ASCE، اللجنة 426 1973؛ فاراجي و دياز دي كوسيو 1965؛ خليفة وكولنز 1981).  
على الرغم من أن التسليح العرضي في مقطع دائري قد لا يتكون من ساق مستقيمة، إلا أن الاختبارات تشير إلى أن المعادلة (22.5.8.5.3) متحفظة إذا تم أخذ  $d$  كما هو محدد في 22.5.2.2 Faradji و Diaz de Cossio 1965؛ خليفة و كولنز 1981.

### 22.5.3 Limiting material strengths

#### 22.5.3 تحديد مقاومة المواد

**22.5.3.1** The value of  $\sqrt{f_c'}$  used to calculate  $V_c$ ,  $V_{ci}$ , and  $V_{cw}$  for one-way shear shall not exceed 8.3 MPa, unless allowed in 22.5.3.2.

**22.5.3.1** يجب ألا تتجاوز قيمة  $f_c$  المستخدمة لحساب  $V_c$  و  $V_{ci}$  و  $V_{cw}$  للقص أحادي الاتجاه 8.3 MPa ، ما لم يسمح في 22.5.3.2.

**22.5.3.2** Values of  $\sqrt{f_c'}$  greater than 8.3 MPa shall be permitted in calculating  $V_c$ ,  $V_{ci}$ , and  $V_{cw}$  for reinforced or prestressed concrete beams and concrete joist construction having minimum web reinforcement in accordance with 9.6.3.3 or 9.6.4.2.

**22.5.3.2** يتم السماح بقيم  $\sqrt{f_c'}$  أكبر من 8.3 MPa عند حساب  $V_{ci}$  و  $V_c$  و  $V_{cw}$  للكمات الخرسانية المسلحة أو سابقة الإجهاد وبناء البلاطات المعصبة الخرسانية مع وجود الحد الأدنى من تسليح الشفة الوسطية وفقاً لـ 9.6.3.3 أو 9.6.4.2.

**22.5.3.3** The values of  $f_y$  and  $f_{yt}$  used to calculate  $V_s$  shall not exceed the limits in 20.2.2.4.

**22.5.3.3** يجب ألا تتجاوز قيم  $f_y$  و  $f_{yt}$  المستخدمة لحساب  $V_s$  الحدود في 20.2.2.4.

### R22.5.3 Limiting material strengths

#### R22.5.3 تحديد مقاومة المواد

**R22.5.3.1** Because of a lack of test data and practical experience with concretes having compressive strengths greater than 70 MPa, the Code imposes a maximum value of 8.3 MPa on  $\sqrt{f_c'}$  for use in the calculation of shear strength of concrete members. Exceptions to this limit are permitted in beams and joists if the transverse reinforcement satisfies the requirements in 22.5.3.2.

**R22.5.3.1** بسبب الافتقار إلى بيانات الاختبار والتجربة العملية للخرسانة التي لها مقاومة ضغط أكبر من 70 ميغاباسكال ، يفرض الكود قيمة قصوى تبلغ 8.3 ميغاباسكال على  $\sqrt{f_c'}$  لاستخدامها في حساب مقاومة القص للعناصر الخرسانية. يتم السماح باستثناءات لهذا الحد في الكمرات والبلاطات المعصبة إذا استوفى التسليح العرضي المتطلبات في 22.5.3.2.

**R22.5.3.2** Based on the beam test results in Mphonde and Frant & (1984), Elzanaty et al. (1986), Roller and Russell (1990), Johnson and Ramirez (1989), and Oczebe et al. (1999), an increase in the minimum amount of transverse reinforcement is required for high-strength concrete. These tests indicate a reduction in reserve shear strength occurs as  $f_c'$  increases in beams reinforced with transverse reinforcement providing an effective shear stress of 0.35 MPa. By providing minimum transverse reinforcement, which increases as  $f_c'$  increases, the reduction in shear strength is offset.

**R22.5.3.2** استناداً إلى نتائج اختبار الكمرات في Mphonde و Frant & (1984)، Elzanaty et al. (1986)، Roller and Russell (1990)، Johnson and Ramirez (1989)، and Oczebe et al. (1999)، مطلوب زيادة في الحد الأدنى لكمية التسليح العرضي للخرسانة عالية المقاومة. تشير هذه الاختبارات إلى حدوث انخفاض في مقاومة القص الاحتياطية في حالة  $f_c'$  زيادة في الكمرات المسلحة مع التسليح العرضي مما يوفر إجهاد قص فعال قدره 0.35 ميغا باسكال. من خلال توفير الحد الأدنى من التسليح العرضي، والذي يزيد كزيادة  $f_c'$ ، يتم تعويض انخفاض مقاومة القص.

**R22.5.3.3** The upper limit of 420 MPa on the value of  $f_y$  and  $f_{yt}$  used in design is intended to control diagonal crack width.

**R22.5.3.3** يقصد بالحد الأقصى 420 MPa على قيمة  $f_y$  و  $f_{yt}$  المستخدم في التصميم للتحكم في عرض التشقق القطري.

#### 22.5.4 Composite concrete members

##### 22.5.4 العناصر الخرسانية المركبة

**22.5.4.1** This section shall apply to members constructed in separate placements but connected so that all elements resist loads as a unit.

**22.5.4.1** ينطبق هذا القسم على العناصر المبنية في مواضع منفصلة ولكنها متصلة بحيث تقاوم جميع العناصر الأحمال كوحدة.

**22.5.4.2** For calculation of  $V_n$  for composite members, no distinction shall be made between shored and unshored members.

**22.5.4.2** لحساب  $V_n$  بالنسبة للعناصر المركبة، لا يسمح التمييز بين العناصر الداعمة والغير داعمة.

**22.5.4.3** For calculation of  $V_n$  for composite members where the specified concrete compressive strength, unit weight, or other properties of different elements vary, properties of the individual elements shall be used in design. Alternatively, it shall be permitted to use the properties of the element that results in the most critical value of  $V_n$ .

**22.5.4.3** لحساب  $V_n$  للعناصر المركبة حيث تختلف مقاومة الضغط للخرسانة المحددة أو وحدة الوزن أو غيرها من الخصائص لعناصر مختلفة، يجب استخدام خصائص العناصر المستقلة في التصميم. وبدلاً من ذلك، يجب أن يسمح باستخدام خصائص العنصر الذي ينتج عنه قيمة  $V_n$  الأكثر حرجاً.

**22.5.4.4** If an entire composite member is assumed to resist vertical shear, it shall be permitted to calculate  $V_c$  assuming a monolithically cast member of the same cross-sectional shape.

**22.5.4.4** إذا افترض أن عنصر مركب كامل يقاوم القص الرأسي، فيسمح له بحساب  $V_c$  بافتراض أن عنصراً مصبوحاً متجانساً في نفس شكل المقطع العرضي.

**22.5.4.5** If an entire composite member is assumed to resist vertical shear, it shall be permitted to calculate  $V_s$  assuming a monolithically cast member of the same cross-sectional shape if shear reinforcement is fully anchored into the interconnected elements in accordance with 25.7.

**22.5.4.5** إذا افترض أن عنصر مركب كامل يقاوم القص الرأسي، فيسمح له بحساب  $V_s$  بافتراض أن عنصراً مصبوحاً متجانساً في نفس شكل المقطع العرضي إذا كان تسليح القص مثبتاً بالكامل في العناصر المترابطة وفقاً لـ 25.7.

#### 22.5.5 $V_c$ for nonprestressed members

##### 22.5.5 $V_c$ للعناصر الغير مسبقة الاجهاد

#### R22.5.4 Composite concrete members

##### 22.5.4 العناصر الخرسانية المركبة

**R22.5.4.1** The scope of Chapter 22 includes composite concrete members. In some cases with cast-in-place concrete, separate placements of concrete may be designed to act as a unit. In these cases, the interface is designed for the loads that will be transferred across the interface. Composite structural steel-concrete beams are not covered in this chapter. Design provisions for such composite members are covered in AISC 360.

**R22.5.4.1** يشمل نطاق الفصل 22 أعضاء الخرسانة المركبة. في بعض الحالات مع الخرسانة المصبوبة في الموقع، يمكن تصميم مواضع منفصلة للخرسانة لتكون بمثابة وحدة. في هذه الحالات، تم تصميم الواجهة للأحمال التي سيتم نقلها عبر الواجهة. لا تغطي هذا الفصل الكمرات المصنوعة من الخرسانة والخرسانة المركبة. تتم تغطية أحكام التصميم الخاصة بالأعضاء المركبين في AISC 360.

#### R22.5.5 $V_c$ for nonprestressed members

##### 22.5.5 $V_c$ للعناصر الغير مسبقة الاجهاد

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**22.5.5.1** For nonprestressed members,  $V_c$  shall be calculated in accordance with Table 22.5.5.1 and 22.5.5.1.1 through 22.5.5.1.3.

**22.5.5.1** بالنسبة للعناصر الغير مسبقة الإجهاد ، يتم حساب  $V_c$  وفقاً للجدول 22.5.5.1.1 و 22.5.5.1.3 حتى 22.5.5.1.3.

Table 22.5.5.1—Detailed method for calculating  $V_c$   
الجدول 22.5.5.1 - طريقة مفصلة لحساب  $V_c$

Criteria	$V_c$	
$A_s \geq A_{s,min}$	Either of:	(a) $\left[ 0.17\lambda_s \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$
		(b) $\left[ 0.66\lambda_s (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$
$A_s < A_{s,min}$		(c) $\left[ 0.66\lambda_s \lambda_s (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right] b_w d$

Notes:

1. Axial load,  $N_u$ , is positive for compression and negative for tension.
2.  $V_c$  shall not be taken less than zero.

ملاحظات: 1. الحمل المحوري ،  $N_u$  ، موجب للضغط وسالب للشد.  
2. لا تؤخذ  $V_c$  أقل من صفر.

**22.5.5.1.1**  $V_c$  shall not be taken greater than  $0.42\lambda_s \sqrt{f'_c} b_w d$

22.5.5.1.1 لا تؤخذ  $V_c$  أكبر من  $0.42\lambda_s \sqrt{f'_c} b_w d$ .

**22.5.5.1.2** In Table 22.5.5.1, the value of  $N_u/6A_g$  shall not be taken greater than  $0.05f'_c$ .

**22.5.5.1.2** في الجدول 22.5.5.1 ، يجب ألا تؤخذ قيمة  $N_u / 6A_g$  أكبر من  $0.05 f'_c$ .

**22.5.5.1.3** The size effect modification factor,  $\lambda_s$ , shall be determined by

**22.5.5.1.3** يحدد معامل التعديل لتأثير الحجم ،  $\lambda_s$  بواسطة

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.004d}} \leq 1 \quad (22.5.5.1.3)$$

**R22.5.5.1** Test results (Kuchma et al. 2019) for nonprestressed members without shear reinforcement indicate that measured shear strength, attributed to concrete, does not increase in direct proportion with member depth. This phenomenon is often referred to as the “size effect.” For example, if the member depth doubles, the shear at failure for the deeper beam may be less than twice the shear at failure of the shallower beam (Sneed and Ramirez 2010).  $A_{v,min}$  for beams and one-way slabs is defined in 9.6.3.4. Research (Angelakos et al. 2001; Lubell et al. 2004; Brown et al. 2006; Becker and Buettner 1985; Anderson 1978; Bazant et al. 2007) has shown that shear stress at failure is lower for beams with increased depth and a reduced area of longitudinal reinforcement. In Table 22.5.5.1, for  $A_v > A_{v,min}$ , either equation for  $V_c$  may be used. Equation (a) is provided as a simpler option. When calculating  $V_c$  by Table 22.5.5.1, an axial tension force can cause  $V_c$  to have a negative value. In those cases, the Code specifies that  $V_c$  should be taken equal to zero. The criteria column in Table 22.5.5.1 references  $A_{v,min}$ , which is defined in Table 9.6.3.4 and 10.6.2.2 and referenced throughout the Code. When applying equations in Table 22.5.5.1, the value of  $A_s$  to be used in the calculation of  $\rho_w$  may be taken as the sum of the areas of longitudinal bars located more than two-thirds of the overall member depth away from the extreme compression fiber. Definitions for  $b_w$  and  $d$  to be used with circular sections are given in 22.5.2.2.

**R22.5.5.1** تشير نتائج الاختبار (كوتشما وآخرون 2019) للعناصر الغير مسبقة الاجهاد دون تسليح القص إلى أن مقاومة القص المقاسة ، المنسوبة إلى الخرسانة ، لا تزيد بالتناسب المباشر مع عمق العنصر. غالباً ما يُشار إلى هذه الظاهرة باسم "تأثير الحجم". على سبيل المثال ، إذا تضاعف عمق العنصر ، فقد يكون القص عند انهيار الكمرات الأعمق أقل من ضعف القص عند انهيار الكمرات السطحية  $A_{v,min}$  (Sneed and Ramirez 2010).  $A_v$  للكميرات والبلاطات أحادية الاتجاه تم تحديدها في 9.6.3.4. أظهرت الأبحاث (Brown et al. 2004; Lubell et al. 2004; Angelakos et al. 2001; Bazant et al. 2007; Anderson 1978; Becker and Buettner 1985) أن إجهاد القص عند الانهيار أقل بالنسبة للكميرات ذات العمق المتزايد ومساحة منخفضة من التسليح الطولي. في الجدول 22.5.5.1 ، ل ،  $A_v > A_{v,min}$  يمكن استخدام أي من معادلة  $V_c$  يتم توفير المعادلة (أ) كخيار أبسط. عند حساب  $V_c$  بالجدول 22.5.5.1 ، يمكن لقوة شد محورية أن تتسبب في قيمة  $V_c$  سالبة. في تلك الحالات ، يحدد الكود أنه يجب أخذ  $V_c$  مساوية للصفر. يشير عمود المعايير في الجدول 22.5.5.1 إلى  $A_{v,min}$  ، الذي تم تحديدها في الجدول 9.6.3.4 و 10.6.2.2 والمشار إليه في جميع الكودات. عند تطبيق المعادلات في الجدول 22.5.5.1 ، يمكن أن تؤخذ قيمة  $A_s$  المستخدمة في حساب  $\rho_w$  كمجموع مناطق الأشرطة الطولية الواقعة على بعد أكثر من ثلثي عمق العنصر الكلي بعيداً عن ألياف الضغط القصوى. ترد تعريفات  $b_w$  و  $d$  للاستخدام مع المقاطع الدائرية في 22.5.2.2.

**R22.5.5.1.3** The parameters within the size effect modification factor,  $\lambda_s$ , are consistent with fracture mechanics theory for reinforced concrete (Bazant et al. 2007; Frosch et al. 2017).

**R22.5.5.1.3** تتوافق المتغيرات داخل معامل تعديل تأثير الحجم ،  $\lambda_s$  ، مع نظرية ميكانيكا الكسر للخرسانة المسلحة (Bazant et al. 2007; Frosch et al. 2017).

## 22.5.6 V<sub>c</sub> for prestressed members

## R22.5.6 V<sub>c</sub> for prestressed members

### 22.5.6 V<sub>c</sub> للعناصر مسبقة الإجهاد

### R22.5.8 V<sub>c</sub> للعناصر مسبقة الإجهاد

**22.5.6.1** This section shall apply to the calculation of V<sub>c</sub> for post-tensioned and pretensioned members in regions where the effective force in the prestressed reinforcement is fully transferred to the concrete. For regions of pretensioned members where the effective force in the prestressed reinforcement is not fully transferred to the concrete, 22.5.7 shall govern the calculation of V<sub>c</sub>.

**22.5.6.1** يطبق هذا القسم على حساب V<sub>c</sub> للعناصر لاحقة الشد ومسبقة الشد في المناطق حيث يتم نقل القوة الفعالة في التسليح مسبق الإجهاد بالكامل إلى الخرسانة. بالنسبة لمناطق العناصر مسبقة الشد حيث لا يتم نقل القوة الفعالة في التسليح مسبق الإجهاد بالكامل إلى الخرسانة، فإن 22.5.7 تحكم بعملية حساب V<sub>c</sub>.

**22.5.6.2** For prestressed flexural members with A<sub>psfse</sub> ≥ 0.4(A<sub>psfpu</sub> + A<sub>sfy</sub>), V<sub>c</sub> shall be calculated in accordance with Table 22.5.6.2, but need not be less than 0.17λ √f<sub>c</sub> b<sub>w</sub>d. Alternatively, it shall be permitted to calculate V<sub>c</sub> in accordance with 22.5.6.3.

**22.5.6.2** بالنسبة لعناصر الانحناء مسبقة الإجهاد مع A<sub>psfse</sub> ≥ 0.4(A<sub>psfpu</sub> + A<sub>sfy</sub>)، يجب حساب V<sub>c</sub> وفقاً للجدول 22.5.6.2 ولكن لا يجب أن يكون أقل من 0.17λ √f<sub>c</sub> □ □ b<sub>w</sub>d. وبدلاً من ذلك، يُسمح بحساب V<sub>c</sub> وفقاً لـ 22.5.6.3.

### 22.5.6.2—Approximate method for calculating V<sub>c</sub>

#### جدول 22.5.6.2 - طريقة تقريبية لحساب V<sub>c</sub>

V <sub>c</sub>		
Least of (a), (b), and (c):	$\left(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8\frac{V_u d_p}{M_u}\right)b_w d$ [1],[2]	(a)
	$(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8)b_w d$	(b)
	$0.42\lambda\sqrt{f'_c}b_w d$	(c)

[1] M<sub>u</sub> occurs simultaneously with V<sub>u</sub> at the section considered.

[2] When calculating the V<sub>u</sub>d<sub>p</sub>/M<sub>u</sub> term in Eq. 22.5.6.2(a), d<sub>p</sub> is the distance from the extreme compression fiber to the centroid of prestressed reinforcement. It shall not be permitted to take d<sub>p</sub> as 0.80h as in 22.5.2.1.

[1] يحدث M<sub>u</sub> في وقت واحد مع V<sub>u</sub> في المقطع المعبر.  
[2] عند حساب مصطلح V<sub>u</sub>d<sub>p</sub> / M<sub>u</sub> في المعادلة 22.5.6.2 (أ) ، d<sub>p</sub> هي المسافة من الياف الضغط القصوى إلى مركز التسليح مسبق الإجهاد. لا يسمح أخذ d<sub>p</sub> 0.80h كما في 22.5.2.1.

**R22.5.6.2** This provision offers a simple means of calculating V<sub>c</sub> for prestressed concrete beams (MacGregor and Hanson 1969). This provision may be applied to beams having prestressed reinforcement only, or to members reinforced with a combination of prestressed and nonprestressed reinforcement. Expression (a) in Table 22.5.6.2 is most applicable to members subject to uniform loading. In applying the expression in row (a) to simply-supported members subject to uniform loads, Eq. (R22.5.6.2) can be used:

**R22.5.6.2** يوفر هذا الحكم وسيلة بسيطة لحساب V<sub>c</sub> للكمرة الخرسانية مسبقة الإجهاد (MacGregor و Hanson 1969). يمكن تطبيق هذا الحكم على الكمرات التي لها تسليح مسبق الإجهاد فقط، أو للعناصر المسلحة مع الدمج بين التسليح مسبق الإجهاد والغير مسبق الإجهاد. يكون التعبير (أ) في الجدول 22.5.6.2 أكثر قابلية للتطبيق على العناصر المعرضة للتحميل الموحد. في تطبيق التعبير في الصف (أ) على العناصر بسيطة الارتكاز المعرضة لأحمال منتظمة، المعادلة (R22.5.6.2) يمكن استخدامها:

$$\frac{V_u d_p}{M_u} = \frac{d_p (\ell - 2x)}{x(\ell - x)} \quad (R22.5.6.2)$$

where ℓ is the span length, and X is the distance from the section being investigated to the support. For concrete with f<sub>c</sub>' equal to 35 MPa, V<sub>c</sub> from 22.5.6.2 varies, as shown in Fig. R22.5.6.2. Design aids based on this equation are given in ASCE Joint Committee (1940).

حيث ℓ هو طول البحر، و X هي المسافة من مقطع يجري التحقيق إلى الركيزة. بالنسبة للخرسانة باستخدام f<sub>c</sub>' يساوي 35 MPa ، يختلف V<sub>c</sub> من 22.5.6.2 ، كما هو موضح في الشكل R.5.5.6.2. يتم تقديم مساعدات التصميم على أساس هذه المعادلة (ASCE Joint Committee 1940).



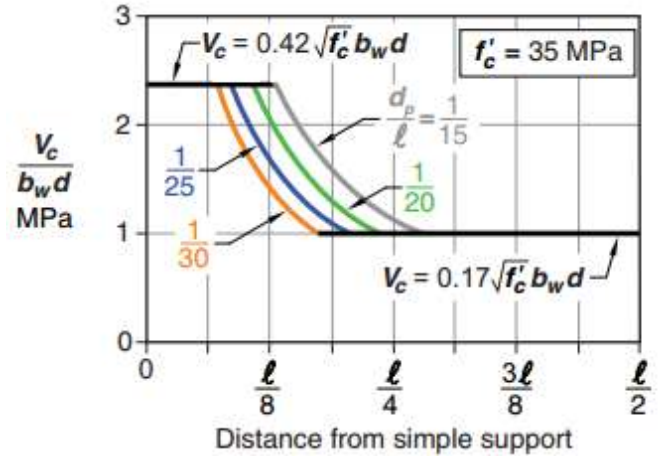


Fig. R22.5.6.2-Application of Table 22.5.6.2 to uniformly loaded prestressed members with  $f'_c = 35$  MPa.

الشكل R22.5.6.2- من الجدول 22.5.6.2 إلى عناصر مسبقة الاجهاد المحملة بشكل منتظم مع  $f'_c = 35$  ميغاباسكال.

**22.5.6.3** For prestressed members,  $V_c$  shall be permitted to be the lesser of  $V_{ci}$  calculated in accordance with 22.5.6.3.1 and  $V_{cw}$  calculated in accordance with 22.5.6.3.2 or 22.5.6.3.3.

22.5.6.3 بالنسبة للعناصر مسبقة الاجهاد، يُسمح لـ  $V_c$  بأن يكون أقل  $V_{ci}$  محسوباً وفقاً لـ 22.5.8.3.1 و  $V_{cw}$  محسوباً وفقاً للفقرة 22.5.8.3.2 أو 22.5.8.3.3.

**R22.5.6.3** Two types of inclined cracking occur in concrete beams: web-shear cracking and flexure-shear cracking. These two types of inclined cracking are illustrated in Fig. R22.5.6.3. Web-shear cracking begins from an interior point in a member when the principal tensile stresses exceed the tensile strength of the concrete. Flexure-shear cracking is initiated by flexural cracking. When flexural cracking occurs, the shear stresses in the concrete above the crack are increased. The flexure-shear crack develops when the combined shear and flexural-tensile stress exceeds the tensile strength of the concrete. The nominal shear strength provided by the concrete,  $V_c$ , is assumed equal to the lesser of  $V_{ci}$  and  $V_{cw}$ . The derivations of Eq. (22.5.6.3.1a) and Eq. (22.5.6.3.2) are summarized in ACI 318-1965.

**R22.5.6.3** يوجد نوعان من التشقق المائل في الكمرات الخرسانية: تشقق القص على الشفة و تشقق القص - انحناء. هذان النوعان من التشقق المائل موضحان في الشكل R.5.5.6.3. يبدأ تشقق القص عبر الشفة من نقطة داخلية في عنصر عندما تتجاوز أجهادات الشد الرئيسية مقاومة الشد للخرسانية. يبدأ تشقق القص للانحناء من خلال تشقق الانحناء. عندما يحدث تشقق الانحناء، يتم زيادة أجهادات القص في الخرسانة فوق التشقق. يتطور تشقق القص - انحناء عندما يتعدى القص المركب وأجهادات انحناء الشد مقاومة الشد للخرسانية. ويفترض أن مقاومة القص الاسمية التي توفرها الخرسانة،  $V_c$ ، تساوي أقل قيمة  $V_{ci}$  و  $V_{cw}$ . اشتقاق المعادلة (22.5.8.3.1) والمعادلة (22.5.6.3.2) يتم تلخيص في ACI 318-1965.

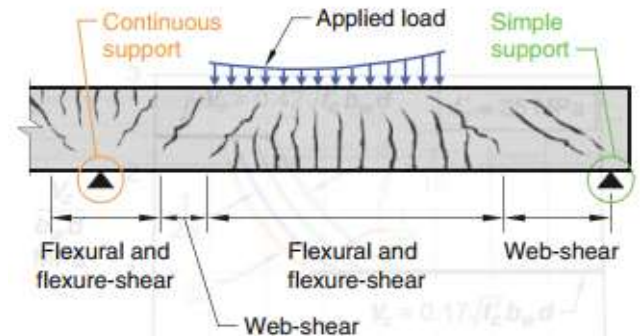


Fig. R22.5.6.3-Types of cracking in concrete beams.

الشكل R22.5.6.3- أنواع التشقق في الكمرات الخرسانية.



**22.5.6.3.1** The flexure-shear strength  $V_{ci}$  shall be the greater of (a) and (b):

**22.5.6.3.1** يجب أن تكون مقاومة القص  $V_{ci}$  أكبر من (a) و (b):

$$(a) V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f'_c}b_wd_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \quad (22.5.6.3.1a)$$

(b) For members with  $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$ ,

$$V_{ci} = 0.14\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad (22.5.6.3.1b)$$

(c) For members with  $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$ ,

$$V_{ci} = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad (22.5.6.3.1c)$$

where  $d_p$  need not be taken less than  $0.80h$ , the values of  $M_{max}$  and  $V_i$  shall be calculated from the load combinations causing maximum factored moment to occur at section considered, and  $M_{cre}$  shall be calculated by:

حيث لا يجب أخذ  $d_p$  أقل من  $0.80h$ . يتم حساب قيم  $M_{max}$  و  $V_i$  من تراكيب الاحمال مما يؤدي إلى حدوث أقصى عزم مصعد عند النظر في المقطع، ويتم حساب  $M_{cre}$  بواسطة:

$$M_{cre} = \left( \frac{I}{y_i} \right) (0.5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) \quad (22.5.6.3.1d)$$

**R22.5.6.3.1** In deriving Eq. (22.5.6.3.1a), it was assumed that  $V_{ci}$  is the sum of the shear required to cause a flexural crack at the section in question given by:

**R22.5.6.3.1** في اشتقاق المعادلة (22.5.6.3.1a)، افترض أن  $V_{ci}$  هو مجموع القص المطلوب لإحداث تشقق انحناء في المقطع المعبر من خلال:

$$V = \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \quad (R22.5.6.3.1a)$$

plus an additional increment of shear required to change the flexural crack to a flexure-shear crack. The externally applied factored loads, from which  $V_i$  and  $M_{max}$  are determined, include superimposed dead load and live load. In calculating  $M_{cre}$  for substitution into Eq. (22.5.6.3.1a),  $I$  and  $y_t$  are the properties of the section resisting the externally applied loads.

بالإضافة إلى زيادة إضافية من القص المطلوب لتغيير تشقق الانحناء إلى تشقق القص-انحناء. تتضمن الأحمال المصعدة المطبقة خارجياً، والتي يتم تحديدها من  $V_i$  و  $M_{max}$ ، الحمولة الميتة المركبة والحمل الحي. في حساب  $M_{cre}$  لاستبداله في المعادلة (22.5.6.3.1a)،  $I$  و  $y_t$  هي خصائص المقطع الذي يقاوم الأحمال المطبقة خارجياً.

For a composite member, where part of the dead load is resisted by only a part of the section, appropriate section properties should be used to calculate  $f_d$ . The shear due to dead loads,  $V_d$ , and that due to other loads,  $V_i$ , are separated in this case.  $V_d$  is then the total shear force due to unfactored dead load acting on that part of the section resisting the dead loads acting prior to composite action plus the unfactored superimposed dead load acting on the composite member. The terms  $V_i$  and  $M_{max}$  may be taken as

بالنسبة لعنصر مركب، حيث يتم مقاومة جزء من الحمل الميت بواسطة جزء فقط من المقطع، يجب استخدام خصائص المقطع المناسبة لحساب  $f_d$ . يتم فصل القص بسبب الأحمال الميتة،  $V_d$ ، وذلك بسبب الأحمال الأخرى،  $V_i$ ، في هذه الحالة.  $V_d$  ثم قوة القص الكلية بسبب الحمولة الميتة الغير مصعدة التي تعمل على هذا الجزء من المقطع مقاومة الأحمال الميتة التي تعمل قبل عمل التركيب بالإضافة إلى الحمولة الميتة المركبة الغير مصعدة التي تعمل على العنصر المركب. قد يتم أخذ المصطلحين  $V_i$  و  $M_{max}$  كـ

$$V_i = V_u - V_d \quad (R22.5.6.3.1b)$$

$$M_{max} = M_u - M_d \quad (R22.5.6.3.1c)$$

where  $V_u$  and  $M_u$  are the factored shear and moment due to the total factored loads, and  $M_d$  is the moment due to unfactored dead load (the moment corresponding to  $f_d$ ). For noncomposite, uniformly loaded beams, the total cross section resists all the shear, and the live and dead load shear force diagrams are similar. In this case, Eq. (22.5.6.3.1a) and Eq. (22.5.6.3.1c) reduce to

حيث  $V_u$  و  $M_u$  هما القص والعزم بسبب مجموع الأحمال المصعدة، و  $M_d$  هو العزم بسبب الحمولة الميتة الغير مصعدة (العزم المقابلة لـ  $f_d$ ). بالنسبة للكميرات الغير مركبة، التي يتم تحميلها بشكل منتظم، فإن المقطع العرضي الكلي يقاوم كل القص، ومخططات قوة القص للحمل الحي والميت متشابهة. في هذه الحالة، المعادلة (22.5.6.3.1a) والمعادلة (22.5.6.3.1c) تقلل إلى

$$V_{cr} = 0.05\lambda\sqrt{f'_c}b_wd + \frac{V_uM_{cr}}{M_u} \quad (R22.5.6.3.1d)$$

where

$$M_{cr} = (I/y_t)(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe}) \quad (R22.5.6.3.1e)$$

The cracking moment  $M_{cr}$  in the two preceding equations represents the total moment, including dead load, required to cause cracking at the extreme fiber in tension. This is not the same as  $M_{cre}$  in Eq. 22.5.6.3.1a4 where the cracking moment is that due to all loads except the dead load. In Eq. (22.5.6.3.1a), the dead load shear is added as a separate term.  $M_u$  is the factored moment on the beam at the section under consideration, and  $V_u$  is the factored shear force occurring simultaneously with  $M_u$ . Because the same section properties apply to both dead and live load stresses, there is no need to calculate dead load stresses and shears separately.  $M_{cr}$  reflects the total stress change from effective prestress to a tension of  $0.5\lambda\sqrt{f'_c}$ , assumed to cause flexural cracking.

عزم التشقق  $M_{cr}$  في المعادلتين السابقتين تمثل العزم الكامل، بما في ذلك الحمولة الميتة، والمطلوبة للتسبب في التشقق عند الألياف القصوى في الشد. هذا ليس مثل  $M_{cre}$  في المعادلة 22.5.6.3.1a4. حيث يكون عزم التشقق بسبب كل الأحمال ماعدا الحمولة الميتة. في المعادلة (22.5.6.3.1a)، يضاف قص الحمولة الميتة كمصطلح منفصل.  $M_u$  هو العزم المصعد على كمر في المقطع قيد النظر، و  $V_u$  هو قوة القص المصعدة التي تحدث في وقت واحد مع  $M_u$ . ونظرًا لأن نفس خصائص المقطع تنطبق على كل من إجهاد الحمل الحي والميتة، فلا توجد حاجة إلى حساب إجهادات الحمل الميت والقص بشكل منفصل. يعكس  $M_{cr}$  التغير الكلي للإجهاد من الإجهاد المسبق الفعال للشد من  $0.5\lambda\sqrt{f'_c}$ ، يفترض حالة تشقق الانحناء.

**22.5.6.3.2** The web-shear strength  $V_{cw}$  shall be calculated by:

22.5.6.3.2 تحسب مقاومة القص للشفة الوسطية  $V_{cw}$  من خلال:

$$V_{cw} = (0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_wd_p + V_p \quad (22.5.6.3.2)$$

where  $d_p$  need not be taken less than  $0.80h$ , and  $V_p$  is the vertical component of the effective prestress.

حيث لا يلزم أخذ  $d_p$  أقل من  $0.80h$ ، و  $V_p$  هو المكون الرأسى لحالة الإجهاد المسبق الفعال.

**R22.5.6.3.2** Equation . (22.5.6.3.2) is based on the assumption that web-shear cracking occurs at a shear level causing a principal tensile stress of approximately  $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$  at the centroidal axis of the cross section.  $V_p$  is calculated from the effective prestress force without load factors.

22.5.6.3.2 المعادلة (22.5.6.3.2) يستند إلى افتراض أن تشقق القص على الشفة يحدث عند مستوى القص مما يسبب إجهاد الشد الرئيسي بما يقرب من  $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$  عند المحور المركزي للمقطع العرضي. ويحسب  $V_p$  من قوة الإجهاد المسبق الفعال دون معاملات الحمل.

**22.5.6.3.3** As an alternative to 22.5.6.3.2, it shall be permitted to calculate  $V_{ew}$  as the shear force corresponding to dead load plus live load that results in a principal tensile stress of  $0.33\lambda\sqrt{f_c'}$  at location (a) or (b):

**22.5.6.3.3** كبديل للفقرة 22.5.6.3.2، يُسمح بحساب  $V_{ew}$  كقوة القص المقابلة للحمولة الميتة زائداً الحمل الحي الذي ينتج عنه إجهاد شد رئيسي قدره  $0.33\lambda\sqrt{f_c'}$  في الموقع (a) أو (ب):

(a) Where the centroidal axis of the prestressed cross section is in the web, the principal tensile stress shall be calculated at the centroidal axis.

(b) Where the centroidal axis of the prestressed cross section is in the flange, the principal tensile stress shall be calculated at the intersection of the flange and the web.

(أ) عندما يكون المحور المركزي للمقطع العرضي مسبق الإجهاد في الشفة الوسطية، يتم حساب إجهاد الشد الرئيسي عند المحور المركزي.

(ب) عندما يكون المحور المركزي للمقطع العرضي مسبق الإجهاد في الشفة العليا، يحسب إجهاد الشد الرئيسي في تقاطع الشفة العليا والشفة الوسطية.

**22.5.6.3.4** In composite members, the principal tensile stress shall be calculated at the location specified in 22.5.6.3.3 for the composite section, considering superposition of stresses calculated cross sections that resist the corresponding loads.

**22.5.6.3.4** في العناصر المركبة، يتم حساب إجهاد الشد الرئيسي في الموقع المحدد في 22.5.6.3.3 للمقطع المركب، مع الأخذ في الاعتبار تداخل الإجهادات للمقاطع العرضية المحسوبة التي تقاوم الأحمال المقابلة.

**R22.5.6.3.4** Generally, in unshored construction the principal tensile stresses due to dead load are caused before composite action and principal tensile stresses due to live load are caused after composite action is developed in a member. In shored construction the principal tensile stresses due to both the dead load and live load are caused after composite action is developed.

**R22.5.6.3.4** بشكل عام، في البناء الغير مدعوم من إجهاد الشد الرئيسي بسبب الحمل الميت يحدث قبل عمل التركيب ويحدث إجهاد الشد الرئيسي بسبب الحمل الحي بعد تطوير العمل المركب في العنصر. في البناء المدعوم، تحدث أجهادات الشد الرئيسية بسبب كل من الحمل الميت والحمل الحي بعد تطوير العمل المركب.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**22.5.7**  $V_c$  for pretensioned members in regions of reduced prestress force

**22.5.7**  $V_c$  للعناصر مسبقة الشد في مناطق قوة الإجهاد المسبق المخفضة

**22.5.7.1** When calculating  $V_c$ , the transfer length of prestressed reinforcement,  $\ell_{tr}$ , shall be assumed to be 50db for strand and 100db for wire.

**22.5.7.1** عند حساب  $V_c$  ، يفترض أن يكون طول نقل التسليح مسبق الإجهاد،  $\ell_{tr}$  50db للكابل و 100db للسلك.

**22.5.7.2** If bonding of strands extends to the end of the member, the effective prestress force shall be assumed to vary linearly from zero at the end of the prestressed reinforcement to a maximum at a distance  $\ell_{tr}$  from the end of the prestressed reinforcement.

**22.5.7.2** إذا كان ربط الكابلات يمتد إلى نهاية العنصر، فيجب افتراض أن قوة الإجهاد المسبق الفعالة تتغير خطيًا من الصفر في نهاية التسليح مسبق الإجهاد إلى أقصى مسافة من مسافة  $\ell_{tr}$  من نهاية التسليح مسبق الإجهاد.

**22.5.7.3** At locations corresponding to a reduced effective prestress force in 22.5.7.2,  $V_c$  shall be calculated in accordance with (a) through (c):

**22.5.7.3** في المواقع المقابلة لقوة الإجهاد المسبق الفعالة المخفضة في **22.5.7.2** ، يجب حساب  $V_c$  بالتوافق مع من (أ) إلى (ج):

- (a) The reduced effective prestress force shall be used to determine the applicability of 22.5.6.2.
- (b) The reduced effective prestress force shall be used to calculate  $V_{cw}$  in 22.5.6.3.
- (c) The value of  $V_c$  calculated using 22.5.6.2 shall not exceed the value of  $V_{cw}$  calculated using the reduced effective prestress force.

(أ) تستخدم قوة الإجهاد المسبق الفعالة المخفضة لتحديد التطابق مع 22.5.6.2.

(ب) تستخدم قوة الإجهاد المسبق الفعالة المخفضة لحساب  $V_{cw}$  في 22.5.6.3.

(ج) يجب ألا تتجاوز قيمة  $V_c$  المحسوبة باستخدام 22.5.6.2 قيمة  $V_{cw}$  المحسوبة باستخدام قوة الإجهاد المسبق الفعالة المخفضة.

**22.5.7.4** If bonding of strands does not extend to the end of the member, the effective prestress force shall be assumed to vary linearly from zero at the point where bonding commences to a maximum at a distance  $\ell_{tr}$  from that point.

**22.5.7.4** إذا لم يمتد ترابط الكابلات إلى نهاية العنصر، يفترض أن تكون قوة الإجهاد المسبق الفعالة تتغير خطيًا من الصفر عند النقطة التي تبدأ فيها الترابط إلى أقصى مسافة من مسافة  $\ell_{tr}$  من تلك النقطة.

**R22.5.7**  $V_c$  for pretensioned members in regions of reduced prestress force—The effect of the reduced prestress near the ends of pretensioned beams on the shear strength should be taken into account. Provisions 22.5.7.2 and 22.5.7.3 relate to the reduced shear strength at sections within the transfer length of prestressed reinforcement when bonding of prestressing reinforcement extends to the end of the member. Provisions 22.5.7.4 and 22.5.7.5 relate to the reduced shear strength at sections within the length over which some of the prestressed reinforcement is not bonded to the concrete, or within the transfer length of the prestressed reinforcement for which bonding does not extend to the end of the beam.

**R22.5.7 -  $V_c$  للعناصر مسبقة الشد في مناطق قوة الإجهاد المسبق المخفضة**  
- ينبغي أن يؤخذ في الاعتبار تأثير الإجهاد المسبق المخفض بالقرب من نهايات الكمرات مسبقة الشد على مقاومة القص. تتعلق المادتين 22.5.7.2 و 22.5.7.3 بمقاومة القص المخفضة في المقاطع ضمن طول نقل التسليح مسبق الإجهاد عندما يمتد ترابط تسليح الإجهاد المسبق إلى نهاية العنصر. تتعلق المادتان 22.5.7.4 و 22.5.7.5 بمقاومة القص المنخفضة في المقاطع التي لا يتم ربط بعض التسليح مسبق الإجهاد بالخرسانة، أو ضمن طول نقل التسليح مسبق الإجهاد التي لا يمتد الترابط فيها إلى نهاية الكمرة.

**22.5.7.5** At locations corresponding to a reduced effective prestress force according to 22.5.7.4,  $V_c$  shall be calculated in accordance with (a) through (c):

22.5.7.5 في المواقع المقابلة قوة الإجهاد المسبق الفعالة المخفضة وفقاً لـ 22.5.7.4، يتم حساب  $V_c$  وفقاً لـ (a) إلى (c):

- (a) The reduced effective prestress force shall be used to determine the applicability of 22.5.6.2.
- (b) The reduced effective prestress force shall be used to calculate  $V_c$  in accordance with 22.5.6.3.
- (c) The value of  $V_c$  calculated using 22.5.6.2 shall not exceed the value of  $V_{cw}$  calculated using the reduced effective prestress force.

(أ) تستخدم قوة الإجهاد المسبق الفعالة المخفضة لتحديد التطابق مع 22.5.6.2.  
(ب) تستخدم قوة الإجهاد المسبق الفعالة المخفضة لحساب  $V_c$  وفقاً لـ 22.5.6.3.  
(ج) يجب ألا تتجاوز قيمة  $V_c$  المحسوبة باستخدام 22.5.6.2 قيمة  $V_{cw}$  المحسوبة باستخدام قوة الإجهاد المسبق الفعالة المخفضة.

#### 22.5.8 One-way shear reinforcement

##### 22.5.8 تسليح القص في اتجاه واحد

**22.5.8.1** At each section where  $V_u > \phi V_c$ , transverse reinforcement shall be provided such that Eq. (22.5.8.1) is satisfied.

22.5.8.1 في كل مقطع حيث  $V_u > \phi V_c$ ، يجب توفير التسليح العرضي مثل المعادلة (22.5.8.1) مستوفية.

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (22.5.8.1)$$

**22.5.8.2** For one-way members reinforced with transverse reinforcement,  $V_s$  shall be calculated in accordance with 22.5.8.5.

22.5.8.2 بالنسبة للعناصر المسلحة في اتجاه واحد مع تسليح عرضي، يتم حساب  $V_s$  وفقاً لـ 22.5.8.5.

**22.5.8.3** For one-way members reinforced with bent-up longitudinal bars,  $V_s$  shall be calculated in accordance with 22.5.8.6.

22.5.8.3 بالنسبة للعناصر المسلحة في اتجاه واحد مع أسياخ طولية منحنية للأعلى، يتم حساب  $V_s$  وفقاً لـ 22.5.8.6.

**22.5.8.4** If more than one type of shear reinforcement is provided to reinforce the same portion of a member,  $V_s$  shall be the sum of the  $V_s$  values for the various types of shear reinforcement.

22.5.8.4 إذا تم توفير أكثر من نوع واحد من تسليح القص لتسليح الجزء نفسه من العنصر، يجب أن تكون  $V_s$  هي مجموع قيم  $V_s$  لأنواع مختلفة من تسليح القص.

#### R22.5.8 One-way shear reinforcement

##### R22.5.8 تسليح القص في اتجاه واحد

**R22.5.8.2** Provisions of 22.5.8.5 apply to all types of transverse reinforcement, including stirrups, ties, hoops, crossties, and spirals.

R22.5.8.2 تنطبق الأحكام الواردة في 22.5.8.5 على جميع أنواع التسليح العرضي، بما في ذلك الكانات، والروابط، والأطواق، والحلزونيات، والروابط المتقاطعة.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**22.5.8.5** One-way shear strength provided by transverse reinforcement

**22.5.8.5** مقاومة القص ذات الاتجاه الواحد التي يوفرها التسليح العرضي

**22.5.8.5.1** In nonprestressed and prestressed members, shear reinforcement satisfying (a), (b), or (c) shall be permitted:

**22.5.8.5.1** في العناصر الغير مسبقة الاجهاد ومسبقة الاجهاد، يُسمح بتسليح القص الذي يستوفي (أ) أو (ب) أو (ج):

- (a) Stirrups, ties, or hoops perpendicular to longitudinal axis of member
- (b) Welded wire reinforcement with wires located perpendicular to longitudinal axis of member
- (c) Spiral reinforcement

(أ) الكانات أو الروابط أو الأطواق المتعامدة مع المحور الطولي للعنصر  
(ب) تسليح الأسلاك الملحومة بأسلاك موضوعة عمودياً بالمحور الطولي للعنصر  
(ج) التسليح الحلزوني

**R22.5.8.5** One-way shear strength provided by transverse reinforcement—Design of shear reinforcement is based on a modified truss analogy. In the truss analogy, the force in vertical ties is resisted by shear reinforcement. However, considerable research on both nonprestressed and prestressed members has indicated that shear reinforcement needs to be designed to resist only the shear exceeding that which causes inclined cracking, provided the diagonal members in the truss are assumed to be inclined at 45 degrees. The concrete is assumed to contribute to the shear capacity through resistance across the concrete compressive zone, aggregate interlock, and dowel action in an amount equivalent to that which caused incline cracking.

**R22.5.8.5** مقاومة القص ذات الاتجاه الواحد - يستند تصميم تسليح القص إلى تشابة الجملون المعدل. في تشابة الجملون، القوة في الروابط الرأسية بواسطة تسليح القص. ومع ذلك، فقد أشارت بحوث واسعة على كل العناصر الغير مسبقة الاجهاد ومسبقة الاجهاد تمثل تسليح القص يحتاج إلى أن تكون مصممة لمقاومة فقط القص تزيد على ذلك والذي يسبب تشقق مائل بشرط تتوفر عناصر قطرية في الجملون أن يميل في 45 درجة. من المفترض أن تساهم الخرسانة في قدرة القص من خلال المقاومة عبر منطقة الضغط الخرساني، وتداخل الركام، وتأثير الربط بمقدار يعادل ذلك الذي يسبب التشقق المائل.

Equations (22.5.8.5.3), (22.5.8.5.4), and (22.5.8.6.2a) are presented in terms of nominal shear strength provided by shear reinforcement  $V_s$ . Where shear reinforcement perpendicular to the axis of the member is used, the required area of shear reinforcement,  $A_v$ , and its spacing,  $s$ , are calculated by

يتم تقديم المعادلات (22.5.8.5.3)، (22.5.8.5.4)، و (22.5.8.6.2a) من حيث مقاومة القص الاسمية المتوفرة بواسطة تسليح القص. عندما يتم استخدام تسليح القص المتعامد على محور العنصر، يتم حساب المساحة المطلوبة من تسليح القص،  $A_v$ ، ومباعدتها،  $s$ ، بواسطة:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_y d} \quad (R22.5.8.5)$$

**22.5.8.5.2** Inclined stirrups making an angle of at least 45 degrees with the longitudinal axis of the member and crossing the plane of the potential shear crack shall be permitted to be used as shear reinforcement in nonprestressed members.

**22.5.8.5.2** يجب أن يسمح باستخدام الكانات المائلة التي تقوم بزاوية 45 درجة على الأقل مع المحور الطولي للعنصر وعبر مستوي تشقق القص المحتمل لاستخدامه كتسليح القص في العناصر الغير مسبقة الاجهاد.

**R22.5.8.5.2** Although inclined stirrups crossing the plane of the potential shear cracks are permitted, their use is not appropriate where the direction of net shear reverses due to changes in transient load.

**R22.5.8.5.2** على الرغم من أن الكانات المائلة التي تعبر تشقق القص المحتمل مسموح به، إلا أن استخدامها غير مناسب حيث ينعكس اتجاه القص الصافي بسبب التغيرات في الحمل قصير المدة.



**22.5.8.5.3**  $V_s$  for shear reinforcement in 22.5.8.5.1 shall be calculated by:

**22.5.8.5.3** تحسب قيمة  $V_s$  الخاصة بتسليح القص في 22.5.8.5.1 بواسطة:

$$V_s = \frac{A_v f_u d}{s} \quad (22.5.8.5.3)$$

where  $s$  is the spiral pitch or the longitudinal spacing of the shear reinforcement, and  $A_v$  is given in 22.5.8.5.5 or 22.5.8.5.6.

حيث  $s$  هي الخطوة الحلزونية أو التباعد الطولي لتسليح القص، وتم إعطاء  $A_v$  في 22.5.8.5.5 أو 22.5.8.5.6.

**22.5.8.5.4**  $V_s$  for shear reinforcement in 22.5.8.5.2 shall be calculated by:

**22.5.8.5.4** يتم حساب  $V_s$  لتسليح القص في 22.5.8.5.2 بواسطة:

$$V_s = \frac{A_v f_u (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad (22.5.8.5.4)$$

where  $u$  is the angle between the inclined stirrups and the longitudinal axis of the member,  $s$  is measured parallel to the longitudinal reinforcement, and  $A_v$  is given in 22.5.8.5.5.

حيث  $u$  هي الزاوية بين الكانات المائلة والمحور الطولي للعنصر، تقاس  $s$  بالتوازي مع التسليح الطولي، ويعطى  $A_v$  في 22.5.8.5.5.

**22.5.8.5.5** For each rectangular tie, stirrup, hoop, or crosstie,  $A_v$  shall be the effective area of all bar legs or wires within spacing  $s$ .

**22.5.8.5.5** بالنسبة لكل رابط مستطيل، أو كانات، أو طوق، أو الروابط المتقاطعة يجب أن يكون  $A_v$  هو المساحة الفعالة لجميع أرجل الاسياخ أو الأسلاك ضمن التباعد  $s$ .

**22.5.8.5.6** For each circular tie or spiral,  $A_v$  shall be two times the area of the bar or wire within spacing  $s$ .

**22.5.8.5.6** بالنسبة لكل ربطة دائرية أو حلزونية، يجب أن يكون  $A_v$  مرتين لمساحة السبيخ أو السلك ضمن التباعد  $s$ .

**R22.5.8.5.4** To be effective, it is critical that inclined stirrups cross potential shear cracks. If the inclined stirrups are generally oriented parallel to the potential shear cracks, the stirrups provide no shear strength.

**R22.5.8.5.4** ولكي تكون فعالة، فمن الضروري أن تعبر الكانات المائلة شقوق القص المحتملة. إذا كانت الكانات المائلة موجه بشكل عام مواز لشقوق القص المحتملة، فإن الكانات لا توفر مقاومة القص.

**R22.5.8.5.6** Although the transverse reinforcement in a circular section may not consist of straight legs, tests indicate that Eq. (22.5.8.5.3) is conservative if  $d$  is taken as defined in 22.5.2.2 (Faradji and Diaz de Cossio 1965; Khalifa and Collins 1981).

**R22.5.8.5.6** على الرغم من أن التسليح العرضي في مقطع دائري قد لا يتكون من ساق مستقيمة، إلا أن الاختبارات تشير إلى أن المعادلة (22.5.8.5.3) متحفظة إذا تم أخذ  $d$  على النحو المحدد في 22.5.2.2 (Faradji and Diaz de Cossio 1965; Khalifa and Collins 1981).

## CODE

### الكود

**22.5.8.6** One-way shear strength provided by bent-up longitudinal bars

**22.5.8.6** مقاومة القص ذات الاتجاه الواحد التي توفرها الاسياخ الطولية المكسحة للأعلى

**22.5.8.6.1** The center three-fourths of the inclined portion of bent-up longitudinal bars shall be permitted to be used as shear reinforcement in nonprestressed members if the angle  $\alpha$  between the bent-up bars and the longitudinal axis of the member is at least 30 degrees.

**22.5.8.6.1** يُسمح باستخدام ثلاثة أرباع الجزء المائل من الاسياخ الطولية المكسحة للأعلى لاستخدامها كتسليح القص في العناصر الغير مسبقة الاجهاد إذا كانت الزاوية  $\alpha$  بين الاسياخ المكسحة والمحور الطولي للعنصر لا يقل عن 30 درجة.

**22.5.8.6.2** If shear reinforcement consists of a single bar or a single group of parallel bars having an area  $A_v$ , all bent the same distance from the support,  $V_s$  shall be the lesser of (a) and (b):

**22.5.8.6.2** إذا كان تسليح القص يتكون من سبيخ واحد أو مجموعة واحدة من الاسياخ المتوازية ذات مساحة  $A_v$  ، كلها مكسحة على نفس المسافة من الركيزة ، يجب أن تكون  $V_s$  أقل (أ و ب):

$$(a) V_s = A_v f_y \sin \alpha \quad (22.5.8.6.2a)$$

$$(b) V_s = 0.25 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (22.5.8.6.2b)$$

where  $u$  is the angle between bent-up reinforcement and longitudinal axis of the member.

حيث  $u$  هي الزاوية بين التسليح المكسح والمحور الطولي للعنصر.

**22.5.8.6.3** If shear reinforcement consists of a series of parallel bent-up bars or groups of parallel bent-up bars at different distances from the support,  $V_s$  shall be calculated by Eq. (22.5.8.5.4).

**22.5.8.6.3** إذا كان تسليح القص يتكون من سلسلة من الاسياخ المتوازية المكسحة أو مجموعات من الاسياخ المتوازية المكسحة عند مسافات مختلفة عن الركيزة، يجب حساب  $V_s$  بواسطة المعادلة (22.5.8.5.4).

## COMMENTARY

### التعليق

**R22.5.8.6** One-way shear strength provided by bent-up longitudinal bars—To be effective, it is critical that the inclined portion of the bent-up longitudinal bar cross potential shear cracks. If the inclined bars are generally oriented parallel to the potential shear cracks, the bars provide no shear strength.

**R22.5.8.6** مقاومة القص ذات الاتجاه الواحد التي توفرها الاسياخ الطولية المكسحة للأعلى - لكي تكون فعالة ، من الضروري أن يكون الجزء المائل من السبيخ الطولي المكسح للأعلى ان تعبر شقوق القص المحتمل . إذا كانت الاسياخ المائلة موجهة بشكل عام بالتوازي مع شقوق القص المحتملة، لا توفر الاسياخ مقاومة القص.

## 22.6 Two-way shear strength

## R22.6—Two-way shear strength

## 22.6 - مقاومة القص ذات الاتجاهين

Factored shear stress in two-way members due to shear and moment transfer is calculated in accordance with the requirements of 8.4.4. Section 22.6 provides requirements for determining nominal shear strength, either without shear reinforcement or with shear reinforcement in the form of stirrups, headed shear studs, or shearheads. Factored shear demand and strength are calculated in terms of stress, permitting superposition of effects from direct shear and moment transfer.

Design provisions for shear heads have been eliminated from the Code because this type of shear reinforcement is seldom used in current practice. Shear heads may be designed following the provisions of ACI 318-14.

## R22.6 - مقاومة القص ذات الاتجاهين

يتم حساب أجهاد القص المصعد في العناصر ذات الاتجاهين بسبب القص والعزم المنتقل وفقاً لمتطلبات 8.4.4. يوفر القسم 22.6 متطلبات لتحديد مقاومة القص الاسمية، إما من دون تسليح القص أو بتسليح القص في شكل كانات، أو مسامير القص ذات رأس، أو رؤوس القص. يتم حساب طلب ومقاومة القص المصعد في مصطلح الاجهاد، مما يسمح بتراكب التأثيرات من القص المباشر ونقل العزم.

تم حذف أحكام التصميم لرؤوس القص من الكود لأن هذا النوع من تسليح القص نادراً ما يُستخدم في التطبيقات الحالية. يمكن تصميم رؤوس القص وفقاً لأحكام ACI 318-14.

## 22.6.1 General

## R22.6.1 General

## 22.6.1 عام

## R22.6.1 عام

**22.6.1.1** Provisions 22.6.1 through 22.6.8 apply to the nominal shear strength of two-way members with and without shear reinforcement.

**22.6.1.1** تنطبق أحكام 22.6.1 حتى 22.6.8 على مقاومة القص الاسمية للعناصر ذات الاتجاهين مع أو بدون تسليح القص.

**22.6.1.2** Nominal shear strength for two-way members without shear reinforcement shall be calculated by

**22.6.1.2** يتم حساب مقاومة القص الاسمية للعناصر ذات الاتجاهين بدون تسليح القص بواسطة

$$V_n = V_c \quad (22.6.1.2)$$

**22.6.1.3** Nominal shear strength for two-way members with shear reinforcement other than shearheads shall be calculated by

**22.6.1.3** يتم حساب مقاومة القص الاسمية للعناصر ذات الاتجاهين مع تسليح القص غير رؤوس القص.

$$V_n = V_c + V_s \quad (22.6.1.3)$$

**22.6.1.4** Two-way shear shall be resisted by a section with a depth  $d$  and an assumed critical perimeter  $b_o$  as defined in 22.6.4.

**22.6.1.4** يقاوم القص ذو الاتجاهين بمقطع بعمق  $d$  ومحيط حرج مفترض  $b_o$  كما هو محدد في 22.6.4.

**R22.6.1.4** The critical section perimeter  $b_o$  is defined in 22.6.4.

R22.6.1.4 يتم تحديد محيط المقطع الحرج  $b_o$  في 22.6.4.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**22.6.1.5**  $v_c$  for two-way shear shall be calculated in accordance with 66.6.5. For two-way members with shear reinforcement,  $v_c$  shall not exceed the limits in 22.6.6.1.

**22.6.1.5** - يتم احتساب  $v_c$  للقص ذو اتجاهين بالتوافق مع 66.6.5. بالنسبة للعناصر ثنائي الاتجاه التي لديها تسليح القص، يجب ألا تتجاوز  $v_c$  الحدود في 22.6.6.1.

**22.6.1.6** For calculation of  $v_c$ ,  $J$  shall be in accordance with 19.2.4.

**22.6.1.6** لحساب  $V_c$ ،  $J$  يجب أن تكون وفقاً لـ 19.2.4.

**22.6.1.7** For two-way members reinforced with single- or multiple-leg stirrups,  $v_s$  shall be calculated in accordance with 22.6.7.

**22.6.1.7** بالنسبة للعناصر المسلحة في اتجاهين مع كانات أحادية أو متعددة الأرجل،  $v_s$  تحسب وفقاً لـ 22.6.7.

**22.6.1.8** For two-way members reinforced with headed shear stud reinforcement,  $v_s$  shall be calculated in accordance with 22.6.8.

**22.6.1.8** بالنسبة للعناصر المسلحة في اتجاهين مع تسليح القص بمسامير القص ذات رأس،  $v_s$  تحسب وفقاً لـ 22.6.8.

## 22.6.2 Effective depth

### 22.6.2 العمق الفعال

**22.6.2.1** For calculation of  $v_c$  and  $v_s$  for two-way shear,  $d$  shall be the average of the effective depths in the two orthogonal directions.

**22.6.2.1** لحساب قيمة  $v_c$  و  $v_s$  في حالة القص ذات اتجاهين، يجب أن يكون  $d$  متوسط الأعماق الفعالة في اتجاهين متعامدين.

**22.6.2.2** For prestressed, two-way members,  $d$  need not be taken less than  $0.8h$ .

**22.6.2.2** بالنسبة للعناصر ذات اتجاهين مسبقة الإجهاد، لا يجب أخذ  $d$  أقل من  $0.8h$ .

## 22.6.3 Limiting material strengths

### 22.6.3 تحديد مقاومة المواد

**22.6.3.1** The value of  $\sqrt{f_c}$  used to calculate  $v_c$  for two-way shear shall not exceed 8.3 MPa.

**22.6.3.1** يجب ألا تتجاوز قيمة  $\sqrt{f_c}$  المستخدمة لحساب  $v_c$  للقص ذو اتجاهين 8.3 MPa.

## R22.6.3 Limiting material strengths

### R22.6.3 تحديد مقاومة المواد

**R22.6.3.1** There are limited test data on the two-way shear strength of high-strength concrete slabs. Until more experience is obtained for two-way slabs constructed with concretes that have compressive strengths greater than 70 MPa, it is prudent to limit  $\sqrt{f_c}$  to 8.3 MPa for the calculation of shear strength.

**R22.6.3.1** توجد بيانات اختبار محدودة لمقاومة القص ذات الاتجاهين للبلاطات الخرسانية عالية المقاومة. إلى أن يتم الحصول على مزيد من الخبرة للبلاطات ذات الاتجاهين المبنية بالخرسانة التي لها مقاومة ضغط أكبر من 70 ميجا باسكال، فمن الحكمة أن تكون  $\sqrt{f_c}$  إلى 8.3 ميجا باسكال لحساب مقاومة القص.

**22.6.3.2** The value of  $f_{yt}$  used to calculate  $v_s$  shall not exceed the limits in 20.2.2.4.

**22.6.3.2** يجب ألا تتجاوز قيمة  $f_{yt}$  المستخدمة في حساب  $v_s$  الحدود في 20.2.2.4.

#### **22.6.4 Critical sections for two-way members**

##### **22.6.4 المقاطع الحرجة للعناصر ذات اتجاهين**

**22.6.4.1** For two-way shear, critical sections shall be located so that the perimeter  $b_o$  is a minimum but need not be closer than  $d/2$  to (a) and (b):

- (a) Edges or corners of columns, concentrated loads, or reaction areas
- (b) Changes in slab or footing thickness, such as edges of capitals, drop panels, or shear caps

**22.6.4.1** بالنسبة للقص ذو الاتجاهين، يجب تحديد مقاطع حرجة بحيث يكون حد المحيط  $b_o$  هو الحد الأدنى ولكن لا يلزم أن يكون أقرب من  $d/2$  إلى (a) و (b):

- (أ) حواف أو زوايا الأعمدة أو الأحمال المركزة أو مساحات ردود الأفعال
- (ب) التغيرات في سماكة البلاطة أو القواعد، مثل حواف تاج الأعمدة، أو البلاطات المسقطة، أو تاج القص

**22.6.4.1.1** For square or rectangular columns, concentrated loads, or reaction areas, critical sections for two-way shear in accordance with 22.6.4.1(a) and (b) shall be permitted to be defined assuming straight sides.

**22.6.4.1.1** بالنسبة للأعمدة المربعة أو المستطيلة، أو الأحمال المركزة، أو مساحات ردود الأفعال، فإن الأجزاء الحرجة للقص ذات الاتجاهين وفقاً لـ 22.6.4.1 (أ) و (ب) يجب أن يتم تحديدها على افتراض جوانب مستقيمة.

**22.6.4.1.2** For a circular or regular polygon-shaped column, critical sections for two-way shear in accordance with (a) and (b) shall be permitted to be defined assuming a square column of equivalent area.

**22.6.4.1.2** بالنسبة إلى عمود دائري أو منتظم على شكل مضلع، يُسمح بتحديد المقاطع الحرجة للقص ذات الاتجاهين وفقاً (أ) و (ب) على افتراض وجود عمود مربع من المساحة المكافئة.

**R22.6.3.2** The upper limit of 420 MPa on the value of  $f_{yt}$  used in design is intended to control cracking.

**R22.6.3.2** الغرض من الحد الأقصى البالغ 420 ميغا باسكال على قيمة  $f_{yt}$  المستخدمة في التصميم هو التحكم في التشقق.

**R22.6.4 Critical sections for two-way members**—The critical section defined in 22.6.4.1(a) for shear in slabs and footings subjected to bending in two directions follows the perimeter at the edge of the loaded area (Joint ACI-ASCE Committee 326 1962). Loaded area for shear in two-way slabs and footings includes columns, concentrated loads, and reaction areas. An idealized critical section located a distance  $d/2$  from the periphery of the loaded area is considered.

**R22.6.4 المقاطع الحرجة للعناصر ذات الاتجاهين - المقطع الحرج المعرّف في 22.6.4.1 (a) \_a** (القص في البلاطات والاساسات المعرضة للانحناء في اتجاهين يتبع المحيط على حافة المنطقة المحملة (اللجنة المشتركة بين اللجنة Joint ACI-ASCE Committee 326 1962)) تشمل المنطقة المحملة بالقص في بلاطة ذات اتجاهين والاساسات، أعمدة، أحمال مركزة، ومناطق ردود الأفعال، ويعتبر المقطع الحرج مثالي يقع على بعد  $d/2$  من محيط المنطقة المحملة.

For members of uniform thickness without shear reinforcement, it is sufficient to check shear using one section. For slabs with changes in thickness or with shear reinforcement, it is necessary to check shear at multiple sections as defined in 22.6.4.1(a) and (b) and 22.6.4.2.

بالنسبة للعناصر منتظمة السماكة دون تسليح القص، يكفي التحقق من القص باستخدام مقطع واحد. بالنسبة للبلاطات ذات التغيرات في السماكة أو تسليح القص، من الضروري التحقق من القص لعدة مقاطع على النحو المحدد في 22.6.4.1 (a) \_a و (b) و 22.6.4.2.

For columns near an edge or corner, the critical perimeter may extend to the edge of the slab.

للأعمدة بالقرب من الحافة أو الزاوية، قد يمتد المحيط الحرج إلى حافة البلاطة.

## CODE

### الكود

**22.6.4.2** For two-way members reinforced with headed shear reinforcement or single- or multi-leg stirrups, a critical section with perimeter  $b_o$  located  $d/2$  beyond the outermost peripheral line of shear reinforcement shall also be considered. The shape of this critical section shall be a polygon selected to minimize  $b_o$ .

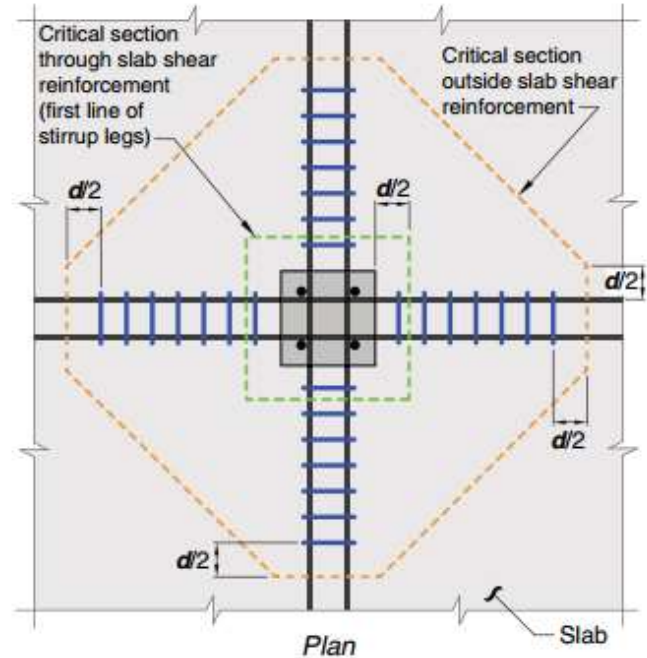
**22.6.4.2** بالنسبة للعناصر المسلحة ذات اتجاهين مع تسليح القص ذو رأس أو الكانات أحادية الساق أو متعددة الساق، يجب أيضًا مراعاة مقطع حرج مع محيط  $b_o$  يقع  $d/2$  خارج الخط الخارجي لتسليح القص. يجب أن يكون شكل هذا المقطع الحرج عبارة عن مضلع يتم تحديده لتقليل  $b_o$ .

## COMMENTARY

### التعليق

**R22.6.4.2** For two-way members with stirrup or headed stud shear reinforcement, it is required to check shear stress in concrete at a critical section located a distance  $d/2$  beyond the point where shear reinforcement is discontinued. Calculated shear stress at this section must not exceed the limits given in expressions (b) and (d) in Table 22.6.6.1. The shape of this outermost critical section should correspond to the minimum value of  $b_o$ , as depicted in Fig. R22.6.4.2a, b, and c. Note that these figures depict slabs reinforced with stirrups. The shape of the outermost critical section is similar for slabs with headed shear reinforcement. The square or rectangular critical sections described in 22.6.4.1.1 will not result in the minimum value of  $b_o$  for the cases depicted in these figures. Additional critical section checks are required at a distance  $d/2$  beyond any point where variations in shear reinforcement occur, such as changes in size, spacing, or configuration.

**R22.6.4.2** بالنسبة للعناصر ذات الاتجاهين مع تسليح القص بالكانات أو مسامير ذات رأس، يلزم التحقق من إجهاد القص في الخرسانة في المقطع الحرج يقع على مسافة  $d/2$  بعد النقطة التي يتوقف فيها تسليح القص. يجب ألا يتجاوز إجهاد القص المحسوب في هذا المقطع الحدود المذكورة في التعبيرات (ب) و (د) في الجدول 22.6.6.1. يجب أن يتطابق شكل هذا المقطع الحرج الخارجي مع الحد الأدنى لقيمة  $b_o$ ، كما هو مبين في الشكل R22.6.4.2a، b، لاحظ أن هذه الاشكال تصور البلاطة المسلحة بكانات. يشبه شكل المقطع الحرج الأبعد عن البلاطة مع تسليح القص ذو رأس. لا ينتج عن المقاطع الحرجة المربعة أو المستطيلة الموصوفة في 22.6.4.1.1 أقل قيمة لـ  $b_o$  للحالة في الحالات المذكورة في هذه الاشكال. يتطلب فحص المقطع الحرج الإضافي على مسافة  $d/2$  خارج أي نقطة حيث تحدث تغييرات في تسليح القص، مثل التغيرات في الحجم، والتباعد، أو التكوين.



**Fig. R22.6.4.2a**—Critical sections for two-way shear in slab with shear reinforcement at interior column.

الشكل - R22.6.4.2a. المقاطع الحرجة للقص في اتجاهين في بلاطة مع تسليح القص في العمود الداخلي.



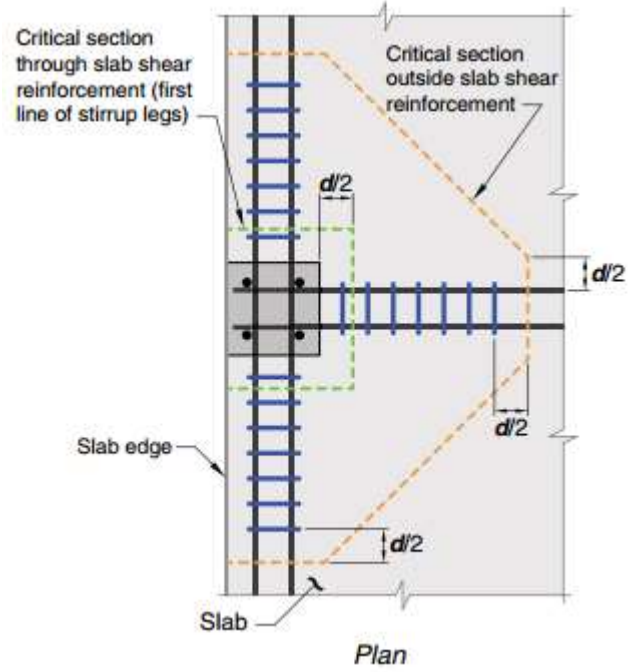


Fig. R22.6.4.2b—Critical sections for two-way shear in slab with shear reinforcement at edge column.

الشكل: R22.6.4.2b - المقاطع الحرجة للقص ذو اتجاهين في البلاطة مع تسليح القص عند العمود الطرفي.

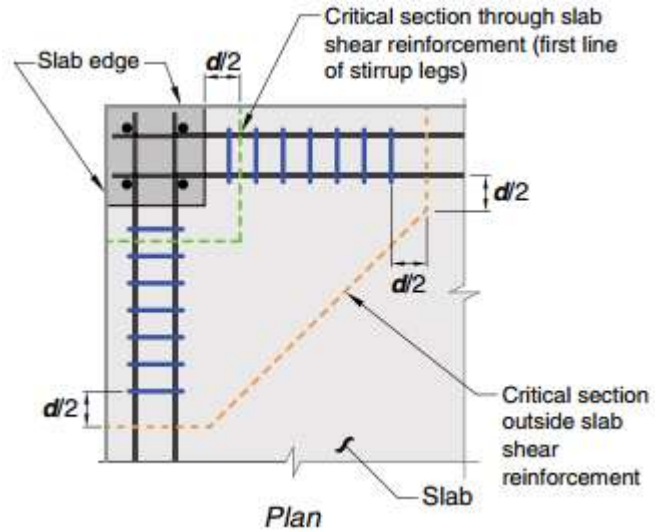


Fig. R22.6.4.2c—Critical sections for two-way shear in slab with shear reinforcement at corner column.

الشكل - R22.6.4.2c. المقاطع الحرجة للقص ذو اتجاهين في البلاطة مع تسليح القص في العمود الركني.

**22.6.4.3** If an opening is located within a column strip or closer than  $10h$  from a concentrated load or reaction area, a portion of  $b_o$  enclosed by straight lines projecting from the centroid of the column, concentrated load or reaction area and tangent to the boundaries of the opening shall be considered ineffective.

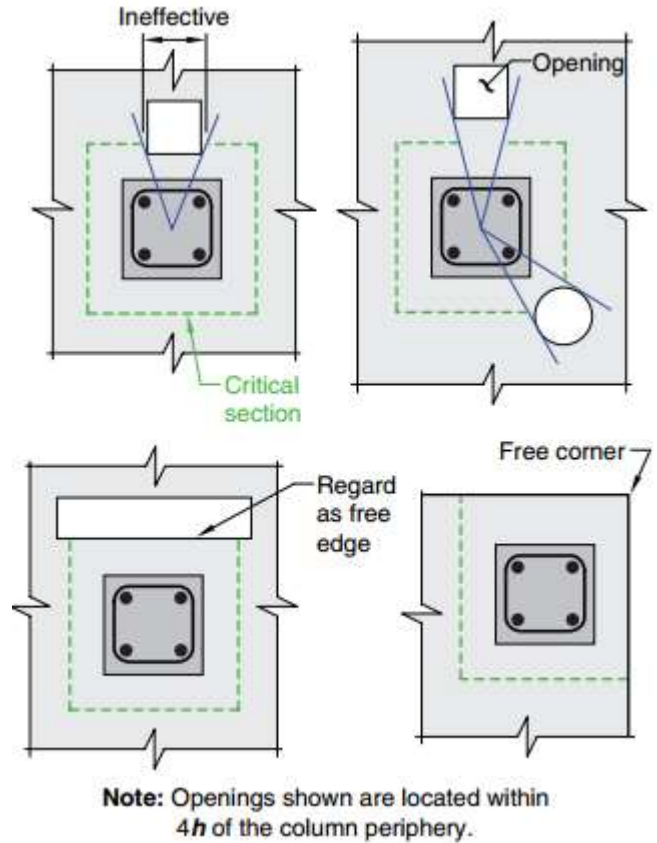
**22.6.4.3** في حالة وجود فتحة في شريحة عمود أو أقرب من  $10h$  من منطقة الحمل المركز أو منطقة ردود الأفعال، يتم وضع جزء من  $b_o$  محاط بخطوط مستقيمة تسقط من المركز للعمود، أو منطقة الحمل المركز أو منطقة ردود الأفعال ومماس إلى الحدود من الفتحة التي تعتبر غير فعالة.

**R22.6.4.3** Provisions for design of openings in slabs (and footings) were developed in **Joint ACI-ASCE Committee 326 (1962)**. The locations of the effective portions of the critical section near typical openings and free edges are shown by the dashed lines in Fig. R22.6.4.3. Research (**Joint ACI-ASCE Committee 426 1974**) has confirmed that these provisions are conservative.

**R22.6.4.3** وُضعت أحكام لتصميم الفتحات في البلاطات (والاساسات) في اللجنة المشتركة بين **Joint ACI-ASCE Committee 326 (1962)**. يتم عرض مواقع الأجزاء الفعالة من المقطع الحرج بالقرب من الفتحات النموذجية والحواف الحرة بواسطة الخطوط المتقطعة في الشكل R.2.6.4.3. وقد أكدت البحوث (اللجنة المشتركة بين **Joint ACI-ASCE Committee 426 1974**) أن هذه الأحكام متحفظة.

Research (**Genikomsou and Polak 2017**) has shown that when openings are located at distances greater than  $4d$  from the periphery of a column, the punching shear strength is the same as that for a slab without openings.

أظهرت الأبحاث (**Genikomsou and Polak 2017**) أنه عندما توجد الفتحات على مسافات أكبر من  $4d$  من محيط العمود، فإن مقاومة القص المتقوب هي نفسها بالنسبة للبلاطة بدون الفتحات.



**Fig. R22.6.4.3**-Effect of openings and free edges (effective perimeter shown with dashed lines).

الشكل R22.6.4.3 - تأثير الفتحات والحواف الحرة (المحيط الفعال الموضح بخطوط متقطعة).

**22.6.5 Two-way shear strength provided by concrete in members without shear reinforcement**

22.6.5 مقاومة الخرسانة للقص ذات اتجاهين بالخرسانة في العناصر دون تسليح القص

22.6.5.1 For nonprestressed two-way members,  $v_c$  shall be calculated in accordance with 22.6.5.2. For prestressed two-way members,  $v_c$  shall be calculated in accordance with (a) or (b):

(a) 22.6.5.2

(b) 22.6.5.5, if the conditions of 22.6.5.4 are satisfied

22.6.5.1 بالنسبة إلى العناصر ذات الاتجاهين غير مسبقة الاجهاد، يتم حساب  $v_c$  وفقاً لما هو 22.6.5.2. بالنسبة للعناصر ذات اتجاهين مسبقة الاجهاد، يتم حساب القيمة  $v_c$  وفقاً لـ (أ) أو (ب):

22.6.5.2 (أ)

(ب) 22.6.5.5 ، إذا تم استيفاء شروط 22.6.5.4

**22.6.5.2  $v_c$  shall be calculated in accordance with Table 22.6.5.2.**

22.6.5.2 يتم حساب  $v_c$  وفقاً للجدول 22.6.5.2.

Table 22.6.5.2—Calculation of  $v_c$  for two-way shear

الجدول 22.6.5.2 - حساب  $v_c$  للقص في اتجاهين

$v_c$		
Least of (a), (b), and (c):	$0.33\lambda_s\lambda_s\sqrt{f'_c}$	(a)
	$\left(0.17 + \frac{0.33}{\beta}\right)\lambda_s\lambda_s\sqrt{f'_c}$	(b)
	$\left(0.17 + \frac{0.083\alpha_s d}{b_a}\right)\lambda_s\lambda_s\sqrt{f'_c}$	(c)

Notes:

(i)  $\lambda_s$  is the size effect factor given in 22.5.5.1.3.

(ii)  $\beta$  is the ratio of long to short sides of the column, concentrated load, or reaction area.

(iii)  $\alpha_s$  is given in 22.6.5.3.

ملاحظات: (i)  $\lambda_s$  هو معامل تأثير الحجم الموضح في 22.5.5.1.3. (ii)  $\beta$  هي نسبة الجوانب الطويلة إلى القصيرة للعمود أو الحمل المركز أو منطقة ردود الأفعال. (iii)  $\alpha_s$  موضحة في 22.6.5.3.

**R22.6.5 Two-way shear strength provided by concrete in members without shear reinforcement**

R22.6.5 مقاومة الخرسانة للقص ذات اتجاهين بالخرسانة في العناصر دون تسليح القص

R22.6.5.2 Experimental evidence indicates that the measured concrete shear strength of two-way members without shear reinforcement does not increase in direct proportion with member depth. This phenomenon is referred to as the “size effect.” The modification factor  $\lambda_s$  accounts for the dependence of two-way shear strength of slabs on effective depth. For nonprestressed two-way slabs without a minimum amount of shear reinforcement and with  $d > 250$  mm, the size effect specified in 22.5.5.1.3 reduces the shear strength of two-way slabs below  $0.33 \sqrt{f'_c}$  *bod* (Hawkins and Ospina 2017; Dönmez and Bažant 2017). For square columns, the stress corresponding to the nominal two-way shear strength provided by concrete in slabs subjected to bending in two directions is limited to  $0.33\lambda_s \sqrt{f'_c}$ . However, tests (Joint ACI-ASCE Committee 426 1974) have indicated that the value of  $0.33\lambda_s \sqrt{f'_c}$  is unconservative when the ratio  $\beta$  of the lengths of the long and short sides of a rectangular column or loaded area is larger than 2.0. In such cases, the actual shear stress on the critical section at punching shear failure varies from a maximum of approximately  $0.33\lambda_s \sqrt{f'_c}$  around the corners of the column or loaded area, down to  $0.17\lambda_s \sqrt{f'_c}$  or less along the long sides between the two end sections. Other tests (Vanderbilt 1972) indicate that  $v_c$  decreases as the ratio  $bo/d$  increases. Expressions (b) and (c) in Table 22.6.5.2 were developed to account for these two effects. For shapes other than rectangular,  $\beta$  is taken to be the ratio of the longest overall dimension of the effective loaded area to the largest overall perpendicular dimension of the effective loaded area, as illustrated for an L-shaped reaction area in Fig. R22.6.5.2. The effective loaded area is that area totally enclosing the actual loaded area, for which the perimeter is a minimum.

**R22.6.5.2** تشير الأدلة التجريبية إلى أن مقاومة القص للخرسانة المقاسة للعناصر ذات الاتجاهين بدون تسليح القص لا تزداد بالتناسب المباشر مع عمق العنصر. ويشار إلى هذه الظاهرة باسم "تأثير الحجم". معامل التعديل  $\lambda_s$  يفسر اعتماد مقاومة القص ثنائية الاتجاه للبلاطات على العمق الفعال. بالنسبة للبلاطات ذات الاتجاهين الغير مسبقة الاجهاد بدون حد أدنى من تسليح القص ومع  $d > 250$  مم ، فإن تأثير الحجم المحدد في 22.5.5.1.3 يقلل من مقاومة القص للبلاطات ذات الاتجاهين أقل من  $0.33 \sqrt{f_c}$  (Hawkins and  $\beta$  bod (Dönmez and Bažant 2017). بالنسبة للأعمدة المربعة ، فإن الاجهاد المقابل لمقاومة القص الاسمية ذات الاتجاهين التي توفرها الخرسانة في البلاطات المعرضة للانحناء في اتجاهين يقتصر على  $0.33 \lambda_s \sqrt{f_c}$  ومع ذلك ، أشارت الاختبارات (اللجنة المشتركة ACI-ASCE (426 1974) إلى أن قيمة  $0.33 \lambda_s \sqrt{f_c}$  غير متحفظة عندما تكون نسبة  $\beta$  أطوال الأضلاع الطويلة والقصيرة لعمود مستطيل أو منطقة تحميل أكبر من 2.0 . في مثل هذه الحالات ، يختلف إجهاد القص الفعلي على المقطع الحرج في انهيار القص المثقوب من حد أقصى يبلغ حوالي  $0.33 \lambda_s \sqrt{f_c}$  حول زوايا العمود أو المنطقة المحملة ، وصولاً إلى  $0.17 \lambda_s \sqrt{f_c}$  أو أقل على طول جوانب طويلة بين مقطعين طرفيين. اختبارات أخرى (فاندريلت 1972) تشير إلى أن  $v_c$  ينخفض مع زيادة نسبة  $b_o / d$ . تم تطوير التعبيرات (ب) و (ج) في الجدول 22.6.5.2 لمراعاة هذين الأثرين. بالنسبة للأشكال الأخرى الغير مستطيلة ،  $\beta$  تعتبر نسبة البعد الكلي الأطول للمنطقة المحملة الفعالة إلى أكبر بُعد عمودي شامل لمنطقة التحميل الفعالة ، كما هو موضح لمنطقة ردود الأفعال على شكل حرف L في الشكل R22.6.5.2. منطقة التحميل الفعالة هي تلك المنطقة التي تحيط تمامًا بمساحة التحميل الفعلية ، والتي يكون المحيط فيها بحد أدنى.

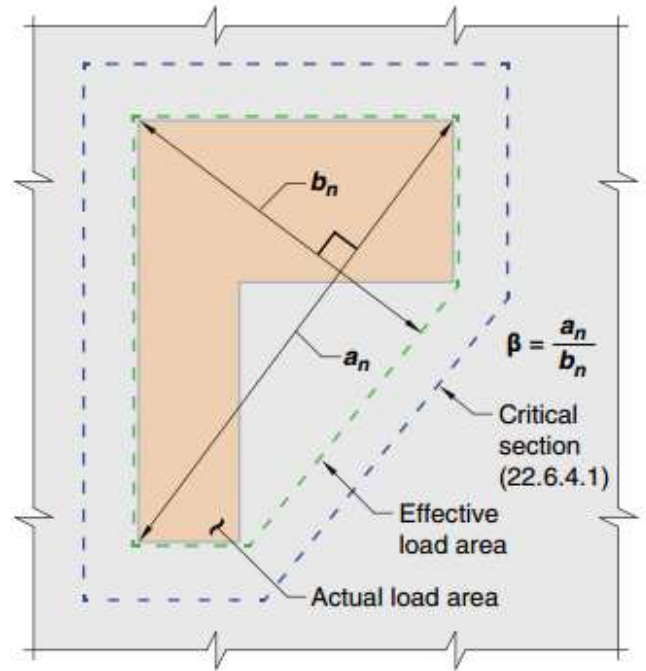


Fig. R22.6.5.2-Value of  $\beta$  for a nonrectangular loaded area.

الشكل. R22.6.5.2-قيمة  $\beta$  لمنطقة التحميل الغير مستطيلة.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**22.6.5.3** The value of  $\alpha_s$  is 40 for interior columns, 30 for edge columns, and 20 for corner columns.

**22.6.5.3** تبلغ قيمة  $\alpha_s$  - 40 بالنسبة للأعمدة الداخلية، 30 للأعمدة الطرفية، و 20 للأعمدة الركنية.

**22.6.5.4** For prestressed, two-way members, it shall be permitted to calculate  $v_c$  using 22.6.5.5, provided that (a) through (c) are satisfied:

- (a) Bonded reinforcement is provided in accordance with 8.6.2.3 and 8.7.5.3
- (b) No portion of the column cross section is closer to a discontinuous edge than four times the slab thickness  $h$
- (c) Effective prestress  $f_{pc}$  in each direction is not less than 0.9 MPa

**22.6.5.4** بالنسبة لعناصر مسبق الاجهاد ثنائي الاتجاه ، يتم السماح لهم بحساب القيمة  $v_c$  باستخدام 22.6.5.5 ، بشرط أن (أ) الى (ج):  
(أ) يتم توفير التسليح المترابط بموجب الفقرتين 8.6.2.3 و 8.7.5.3  
(ب) لا يوجد أي جزء من المقطع العرضي للعمود أقرب إلى حافة غير مستمرة من أربعة أضعاف سماكة البلاطة  $h$   
(ج) لا تقل  $f_{pc}$  مسبقة الاجهاد الفعالة في كل اتجاه عن 0.9 ميغا باسكال

**22.6.5.5** For prestressed, two-way members conforming to 22.6.5.4,  $v_c$  shall be permitted to be the lesser of (a) and (b):

**22.6.5.5** بالنسبة مسبقة الاجهاد ثنائي الاتجاه المطابقة لـ 22.6.5.4 ، يُسمح لـ  $v_c$  أن يكون أقل من (أ) و (ب):

$$(a) \quad v_c = 0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} + \frac{V_p}{b_o d} \quad (22.6.5.5a)$$

$$(b) \quad v_c = 0.083 \left( 1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} + \frac{V_p}{b_o d} \quad (22.6.5.5b)$$

where  $\alpha_s$  is given in 22.6.5.3; the value of  $f_{pc}$  is the average of  $f_{pc}$  in the two directions and shall not exceed 3.5 MPa;  $V_p$  is the vertical component of all effective prestress forces crossing the critical section; and the value of  $\lambda\sqrt{f'_c}$  shall not exceed 5.8 MPa.

حيث تعطى في 22.6.5.3؛ قيمة  $F_{PC}$  هي متوسط  $f_{pc}$  في الاتجاهين ويجب ألا تتجاوز 3.5 ميغاباسكال؛  $V_p$  هو المكون الرأسى لجميع قوى مسبق الاجهاد الفعالة التي تعبر المقطع الحرج. ويجب ألا تتجاوز قيمة  $\lambda\sqrt{f'_c}$  عن 5.8 ميغاباسكال.

**R22.6.5.3** The terms “interior columns,” “edge columns,” and “corner columns” in this provision refer to critical sections with a continuous slab on four, three, and two sides, respectively.

**R22.6.5.3** ويشير مصطلح "أعمدة داخلية" و "أعمدة طرفية" و "أعمدة ركنية" في هذا الكود إلى المقاطع الحرجة التي تحتوي على بلاطة مستمرة على أربعة وثلاثة وجانبين ، على التوالي.

**R22.6.5.4** For prestressed two-way members, modified forms of expressions (b) and (c) in Table 22.6.5.2 are specified. Research (ACI 423.3R) indicates that the shear strength of two-way prestressed slabs around interior columns is conservatively calculated by the expressions in 22.6.5.5, where  $v_c$  corresponds to a diagonal tension failure of the concrete initiating at the critical section defined in 22.6.4.1.

**22.6.5.4** بالنسبة للعناصر مسبقة الاجهاد ثنائي الاتجاه المعبرة في (b) و (c) وفي الجدول 22.6.5.2. تشير الأبحاث (ACI 423.3R) إلى أن مقاومة القص للبلاطات مسبقة الاجهاد ثنائية الاتجاه حول الأعمدة الداخلية يتم حسابها بطريقة متحفظة بالتعبير في 22.6.5.5، حيث تقابل  $v_c$  انهيار شد قطري لبدة الخرسانة في المقطع الحرج المحدد في 22.6.4.1.

The mode of failure differs from a punching shear failure around the perimeter of the loaded area of a nonprestressed slab calculated using expression (b) in Table 22.6.5.2. Consequently, the expressions in 22.6.5.5 differ from those for nonprestressed slabs. Values for  $\lambda\sqrt{f'_c}$  and  $f_{pc}$  are restricted in design due to limited test data available beyond the specified limits. When calculating  $f_{pc}$ , loss of prestress due to restraint of the slab by shear walls and other structural elements should be taken into account.

يختلف أسلوب الانهيار عن انهيار القص المثقوب حول محيط منطقة التحميل في بلاطة غير مسبقة الاجهاد محسوب باستخدام التعبير (b) في الجدول 22.6.5.2. وبالتالي، فإن التعبيرات في 22.6.5.5 تختلف عن تلك المستخدمة في البلاطات الغير مسبقة الاجهاد. يتم تقييد قيم  $\lambda\sqrt{f'_c}$  و  $f_{pc}$  في التصميم بسبب محدودية بيانات الاختبار المتاحة خارج الحدود المحددة. عند حساب  $f_{pc}$  ، ينبغي أن يؤخذ في الحسبان فواقد الاجهاد المسبق الناتج عن تقييد البلاطة بواسطة جدران القص والعناصر الانشائية الأخرى.



## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

**22.6.6 Two-way shear strength provided by concrete in members with shear reinforcement**

22.6.6 مقاومة القص ذات الاتجاهين التي بواسطة الخرسانة في العناصر مع تسليح القص

**R22.6.6 Two-way shear strength provided by concrete in members with shear reinforcement**

R22.6.6 مقاومة القص ذات الاتجاهين التي بواسطة الخرسانة في العناصر مع تسليح القص

Critical sections for two-way members with shear reinforcement are defined in 22.6.4.1 for the sections adjacent to the column, concentrated load, or reaction area, and 22.6.4.6 for the section located just beyond the outermost peripheral line of stirrup or headed shear stud reinforcement. Values of maximum  $v_c$  for these critical sections are given in Table 22.6.6.1. Limiting values of  $v_u$  for the critical sections defined in 22.6.4.1 are given in Table 22.6.6.2.

The maximum  $v_c$  and limiting value of  $v_u$  at the innermost critical section (defined in 22.6.4.1) are higher where headed shear stud reinforcement is provided than the case where stirrups are provided (refer to R12.7.7). Maximum  $v_c$  values at the critical sections defined in 22.6.4.2 beyond the outermost peripheral line of shear reinforcement are independent of the type of shear reinforcement provided.

يتم تعريف المقاطع الحرجة للعناصر ذات الاتجاهين مع تسليح القص في 22.6.4.1 للمقاطع المجاورة للعمود ، و الحمل المركز ، أو منطقة ردود الأفعال ، و 22.6.4.6 لـ المقطع الموجود خارج الخط الخارجي الأبعد من الكانات أو تسليح مسامير القص ذات رأس. يتم إعطاء قيم أقصى  $v_c$  لهذه المقاطع الحرجة في الجدول 22.6.6.1. ويوضح الجدول 22.6.6.2 القيم المحددة لـ  $v_u$  للمقاطع الحرجة المحددة في 22.6.4.1.

الحد الأقصى لقيمة  $v_c$  والقيمة المحددة لـ  $v_u$  في المقطع الحرج الأقرب (المحدد في 22.6.4.1) أعلى حيث يتم توفير تسليح مسامير القص ذات رأس من الحالة التي يتم فيها توفير كانات (الرجوع إلى R12.7.7). إن القيم القصوى لـ  $V_c$  في المقاطع الحرجة المحددة في 22.6.4.2 خارج الخط الخارجي الأبعد من تسليح القص تكون مستقلة عن نوع تسليح القص المتوفرة.

22.6.6.1 For two-way members with shear reinforcement, the value of  $v_c$  calculated at critical sections shall not exceed the limits in Table 22.6.6.1.

22.6.6.1 للعناصر ذات الاتجاهين مع تسليح القص، يجب ألا تتجاوز قيمة  $v_c$  المحسوبة في المقاطع الحرجة الحدود الواردة في الجدول 22.6.6.1.

R22.6.6.1 For two-way slabs with stirrups, the maximum value of  $v_c$  is taken as  $0.17\lambda_s\lambda_s\sqrt{f'_c}$  because the stirrups resist all the shear beyond that at inclined cracking (which occurs at approximately half the capacity of a slab without shear reinforcement (that is,  $0.5 \times 0.33\lambda_s\lambda_s\sqrt{f'_c} = 0.17\lambda_s\lambda_s\sqrt{f'_c}$ ) (Hawkins 1974). The higher value of  $v_c$  for two-way slabs with headed shear stud reinforcement is based on research (Elgabry and Ghali 1987).

Table 22.6.6.1—Maximum  $v_c$  for two-way members with shear reinforcement

الجدول 22.6.6.1 - الحد الأقصى  $v_c$  للعناصر ذات الاتجاهين مع تسليح القص

Type of shear reinforcement	Critical sections	$v_c$	
Stirrups	All	$0.17\lambda_s\lambda_s\sqrt{f'_c}$	(a)
Headed shear stud reinforcement	According to 22.6.4.1	Least of (b), (c), and (d):	
		$0.25\lambda_s\lambda_s\sqrt{f'_c}$	(b)
		$0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda_s\sqrt{f'_c}$	(c)
		$0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_s}\right)\lambda_s\lambda_s\sqrt{f'_c}$	(d)
	According to 22.6.4.2	$0.17\lambda_s\lambda_s\sqrt{f'_c}$	(e)

R22.6.6.1 بالنسبة للبلاطات ذات الاتجاهين مع الكانات ، يتم أخذ القيمة القصوى لـ  $v_c$  على شكل  $0.17\lambda_s\lambda_s\sqrt{f'_c}$  لأن الكانت تقاوم كل القص بعد ذلك عند التشقق المائل (والذي يحدث عند نصف سعة البلاطة تقريباً بدون تسليح القص) (Hawkins 1974).  $0.5 \times 0.33\lambda_s\lambda_s\sqrt{f'_c} = 0.17\lambda_s\lambda_s\sqrt{f'_c}$  تستند القيمة الأعلى لـ  $v_c$  للبلاطات ذات الاتجاهين مع تسليح مسامير القص ذات رأس على البحث (Elgabry and Ghali 1987).



## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

Notes:

(i)  $\lambda_s$  is the size effect factor given in 22.5.5.1.3.

(ii)  $\beta$  is the ratio of long to short sides of the column, concentrated load, or reaction area.

(iii)  $\alpha_s$  is given in 22.6.5.3.

ملاحظات: (i)  $\lambda_s$  هو معامل تأثير الحجم الموضح في 22.5.5.1.3. (ii)  $\beta$  هي نسبة الجوانب الطويلة إلى القصيرة للعمود أو الحمل المركز أو منطقة ردود الأفعال. (iii)  $\alpha_s$  موضحة في 22.6.5.3.

**22.6.6.2** It shall be permitted to take  $\lambda_s$  as 1.0 if (a) or (b) is satisfied:

(a) Stirrups are designed and detailed in accordance with 8.7.6 and  $A_v/s \geq 0.17 \sqrt{f_c} b_o/f_{yt}$ .

(b) Smooth headed shear stud reinforcement with stud shaft length not exceeding 250 mm is designed and detailed in accordance with 8.7.7 and  $A_v/s \geq 0.17 \sqrt{f_c} b_o/f_{yt}$ .

**22.6.6.2** يسمح أخذ  $\lambda_s$  1.0 إذا تحقق (أ) أو (ب):  
(أ) تم تصميم وتفصيل الكانات وفقاً لـ 8.7.6 و  $A_v/s \geq 0.17 \sqrt{f_c} b_o/f_{yt}$ .  
(ب) تم تصميم وتفصيل تسليح مسامير القص ذات رأس بطول عمود مسمار لا يتجاوز 250 مم وفقاً لـ 8.7.7 و  $A_v/s \geq 0.17 \sqrt{f_c} b_o/f_{yt}$ .

**22.6.6.3** For two-way members with shear reinforcement, effective depth shall be selected such that  $v_u$  calculated at critical sections does not exceed the values in Table 22.6.6.3.

**22.6.6.3** بالنسبة للعناصر ذات الاتجاهين مع تسليح القص، يتم اختيار العمق الفعال بحيث لا يتجاوز  $v_u$  المحسوب في المقاطع الحرجة القيم الواردة في الجدول 22.6.6.3.

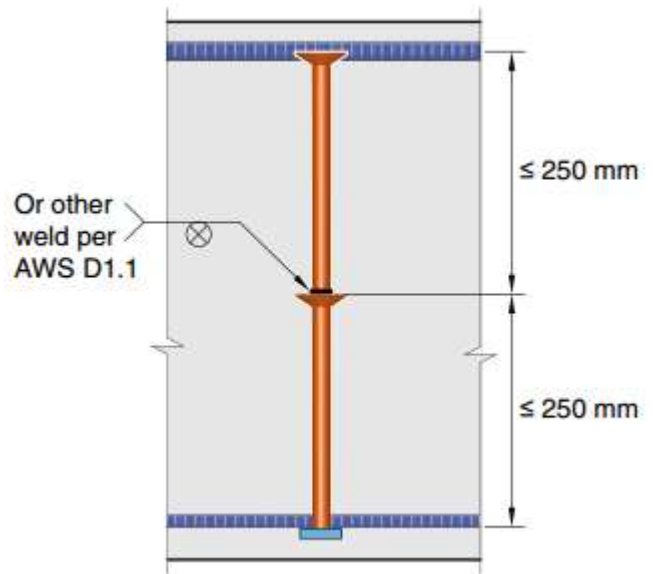
Table 22.6.6.3—Maximum  $v_u$  for two-way members with shear reinforcement

الجدول 22.6.6.3 - الحد الأقصى  $v_u$  للعناصر ذات الاتجاهين مع تسليح القص

Type of shear reinforcement	Maximum $v_u$ at critical sections defined in 22.6.4.	
Stirrups	$0.5\phi \sqrt{f_c}$	(a)
Headed shear stud reinforcement	$0.66\phi \sqrt{f_c}$	(b)

**R22.6.6.2** The size effect in slabs with  $d > 250$  mm can be mitigated if a minimum amount of shear reinforcement is provided. The ability of ordinary (smooth) headed shear stud reinforcement to effectively mitigate the size effect on the two-way shear strength of slabs may be compromised if studs longer than 250 mm are used. Until experimental evidence becomes available, it is not permitted to use  $\lambda_s$  equal to 1.0 for slabs with  $d > 250$  mm without headed shear stud reinforcement with stud shaft length not exceeding 250 mm. Stacking or “piggybacking” of headed shear studs, as shown in Fig. R22.6.6.2, introduces an intermediate head that contributes to further anchor the stacked stud.

**R22.6.6.2** يمكن تخفيف تأثير الحجم في البلاطات ذات  $d > 250$  mm إذا تم توفير الحد الأدنى من تسليح القص. يمكن لتسليح مسامير القص ذات رأس عادي (أملس) لتخفيف تأثير الحجم بشكل فعال على مقاومة القص ذات الاتجاهين للبلاطات إذا تم استخدام مسامير أطول من 250 مم. حتى تتوفر الأدلة التجريبية، لا يُسمح باستخدام  $\lambda_s$  يساوي 1.0 للبلاطات ذات  $d > 250$  mm دون تسليح مسمار القص ذات رأس مع عمود مسمار لا يتجاوز 250 مم. يقدم الحزام أو “التدعيم الدائري” مسامير القص ذات الرأس، كما هو موضح في الشكل R22.6.6.2، رأساً وسيطاً يساهم في زيادة تثبيت الحزام.



**Fig. R22.6.6.2**—Stacking (piggybacking) of headed shear stud reinforcement

الشكل R22.6.6.2 - التحزيم ( التدعيم الدائري ) تسليح مسامير القص ذات رأس

**22.6.7 Two-way shear strength provided by single- or multiple-leg stirrups**

22.6.7 مقاومة القص ذات الاتجاهين التي يوفرها كانات أحادية أو متعدد الأرجل

22.6.7.1 Single- or multiple-leg stirrups fabricated from bars or wires shall be permitted to be used as shear reinforcement in slabs and footings satisfying (a) and (b):

(a)  $d$  is at least 150 mm

(b)  $d$  is at least  $16d_b$ , where  $d_b$  is the diameter of the stirrups

22.6.7.1 يسمح باستخدام الكانات أحادية الساق أو متعددة الساق المصنوعة من أسياخ أو أسلاك كتسليح للقص في البلاطات والأساسات مستوفية لـ (أ) و (ب):

(أ)  $d$  لا يقل عن 150 مم

(ب)  $d$  هي  $16d_b$  على الأقل ، حيث  $d_b$  هو قطر الكانات

22.6.7.2 For two-way members with stirrups,  $v_s$  shall be calculated by:

22.6.7.2 بالنسبة إلى العناصر ذات الاتجاهين مع: كانات ، يتم حساب  $v_s$ :

$$v_s = \frac{A_v f_v}{b_o s} \quad (22.6.7.2)$$

where  $A_v$  is the sum of the area of all legs of reinforcement on one peripheral line that is geometrically similar to the perimeter of the column section, and  $s$  is the spacing of the peripheral lines of shear reinforcement in the direction perpendicular to the column face.

حيث تمثل  $A_v$  مجموع مساحة جميع أرجل التسليح على خط محيطي واحد متماثل هندسياً لمحيط مقطع العمود، و  $s$  هو التباعد بين الخطوط الطرفية من تسليح القص في الاتجاه العمودي على وجه العمود.

**22.6.8 Two-way shear strength provided by headed shear stud reinforcement**

22.6.8 مقاومة القص ذات اتجاهين التي يوفرها تسليح مسامير القص ذات رأس

22.6.8.1 Headed shear stud reinforcement shall be permitted to be used as shear reinforcement in slabs and footings if the placement and geometry of the headed shear stud reinforcement satisfies 8.7.7.

22.6.8.1 يسمح باستخدام تسليح مسامير القص ذات رأس كتسليح للقص في البلاطات والأساسات إذا كان الموضع والخصائص الهندسية لتسليح مسامير القص ذات رأس تلبي 8.7.7.

**R22.6.7 Two-way shear strength provided by single- or multiple-leg stirrups**

R22.6.7 مقاومة القص ذات الاتجاهين التي يوفرها كانات أحادية أو متعدد الأرجل

R22.6.7.2 Because shear stresses are used for two-way shear in this chapter, shear strength provided by transverse reinforcement is averaged over the cross-sectional area of the critical section.

R22.6.7.2 بسبب استخدام إجهادات القص المستخدم لقص في اتجاهين في هذا الفصل ، يتم حساب متوسط مقاومة القص بواسطة التسليح العرضي على مساحة المقطع العرضي للمقطع الحرج.

R22.6.8 Two-way shear strength provided by headed shear stud reinforcement—Tests (ACI 461.1R) show that headed shear stud reinforcement mechanically anchored as close as practicable to the top and bottom of slabs is effective in resisting punching shear. The critical section beyond the shear reinforcement is generally assumed to have a polygonal shape (refer to Fig. R22.6.4.2c). Equations for calculating shear stresses on such sections are given in ACI 421.1R.

R22.6.8 مقاومة القص ذات اتجاهين التي يوفرها تسليح مسامير القص ذات رأس - تُظهر الاختبارات (ACI 461.1R) أن تسليح مسامير القص ذات رأس المثبتة ميكانيكياً أقرب ما يكون من الناحية العملية إلى أعلى وأسفل البلاطات يكون فعالاً في مقاومة القص المنقوب. يفترض عمومًا أن المقطع الحرج إلى ما وراء تسليح القص له شكل متعدد الأضلاع (راجع الشكل رقم R22.6.4.2c). وترد في المعادلات ACI 421.1R معادلات حساب إجهادات القص في هذه المقاطع.

**22.6.8.2** For two-way members with headed shear stud reinforcement,  $v_s$  shall be calculated by:

**22.6.8.2** بالنسبة إلى العناصر ذات اتجاهين مع تسليح مسمار القص ذات رأس ، يجب حساب  $v_s$  :

$$v_s = \frac{A_v f_y}{b_o s} \quad (22.6.8.2)$$

where  $A_v$  is the sum of the area of all shear studs on one peripheral line that is geometrically similar to the perimeter of the column section, and  $s$  is the spacing of the peripheral lines of headed shear stud reinforcement in the direction perpendicular to the column face.

حيث يكون  $A_v$  هو مجموع مساحة كل مسامير القص على خط محيطي واحد متماثل هندسيًا لمحيط مقطع العمود ، و  $s$  هو التباعد بين الخطوط الخرجية لتسليح مسمار القص ذات رأس في الاتجاه العمودي على وجه العمود.

**22.6.8.3** If headed shear stud reinforcement is provided,  $A_v/s$  shall satisfy:

**22.6.8.3** إذا كان تسليح مسامير القص ذات رأس متوفر فيجب  $A_v/s$  ان يستوفي :

$$\frac{A_v}{s} \geq 0.17 \sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_y} \quad (22.6.8.3)$$

**R22.6.8.2** Because shear stresses are used for two-way shear in this chapter, shear strength provided by transverse reinforcement is averaged over the cross-sectional area of the critical section.

**R22.6.8.2** بسبب إجهادات القص المستخدمة في القص ثنائي الاتجاه في هذا الفصل ، فإن متوسط مقاومة القص التي يوفرها التسليح العرضي يكون في مساحة المقطع العرضي للمقطع الحرج.

## 22.7 —Torsional strength

## R22.7 - مقاومة الالتواء

## R22.7—Torsional strength

## R22.7 - مقاومة الالتواء

The design for torsion in this section is based on a thin-walled tube space truss analogy. A beam subjected to torsion is idealized as a thin-walled tube with the core concrete cross section in a solid beam neglected as shown in Fig. R22.7(a). Once a reinforced concrete beam has cracked in torsion, its torsional strength is provided primarily by closed stirrups and longitudinal bars located near the surface of the member. In the thin-walled tube analogy, the strength is assumed to be provided by the outer skin of the cross section roughly centered on the closed stirrups. Both hollow and solid sections are idealized as thin-walled tubes both before and after cracking.

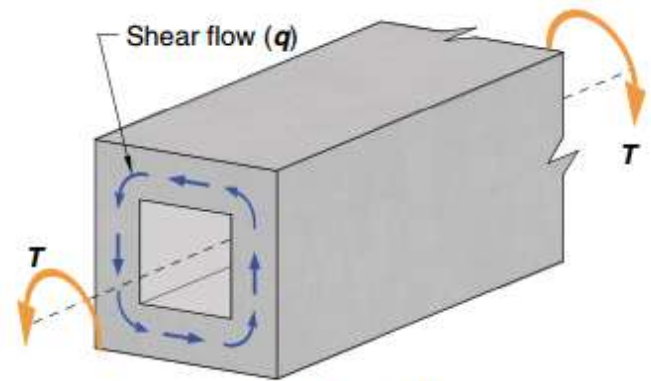
ويستند التصميم للالتواء في هذا القسم إلى تشبيه مساحة أنبوب الجملون ذات الجدران الرقيقة. يتم تصميم كمرّة معرضة للالتواء كأنبوب ذات جدران رقيقة مع المقطع العرضي الخرساني الأساسي في كمرّة مصممة مهملة كما هو موضح في الشكل (a) R22.7. وبمجرد أن تشقق الكمرّة الخرسانية المسلحة في الالتواء، يتم توفير مقاومة الالتواء في المقام الأول بواسطة كانات مغلقة وإسباخ طولية تقع بالقرب من سطح العنصر. في القياس الأنبوبي ذات الجدران الرقيقة، يفترض أن يتم توفير المقاومة من الغطاء الخارجي للمقطع العرضي المتمركز حول الكانات المغلقة تقريباً. يتم تصميم كل من المقاطع المجوفة والمصمتة كأنابيب رقيقة الجدران قبل وبعد التشقق.

In a closed thin-walled tube, the product of the shear stress  $T$  and the wall thickness  $t$  at any point in the perimeter is known as the shear flow,  $q = \tau t$ . The shear flow  $q$  due to torsion acts as shown in Fig. R22.7(a) and is constant at all points around the perimeter of the tube. The path along which it acts extends around the tube at midthickness of the walls of the tube. At any point along the perimeter of the tube, the shear stress due to torsion is  $\tau = T/(2A_0t)$ , where  $A_0$  is the gross area enclosed by the shear flow path, shown shaded in Fig. R22.7(b), and  $t$  is the thickness of the wall at the point where  $T$  is being calculated. For a hollow member with continuous walls,  $A_0$  includes the area of the hole.

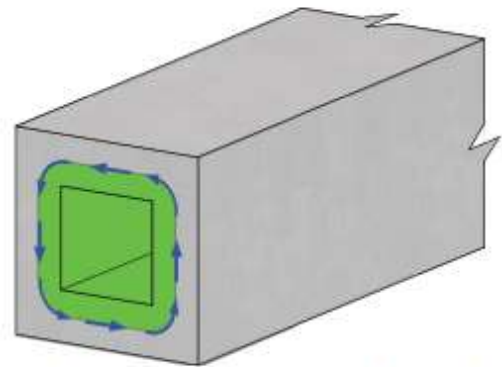
في أنبوب مغلق ذات جدران رقيقة، فإن إجهاد القص  $T$  وسماكة الجدار  $t$  عند أي نقطة في المحيط يعرف بتدفق القص،  $q = \tau t$ . تدفق القص  $q$  بسبب أفعال الالتواء كما هو موضح في الشكل (a) R22.7 وثابت في جميع النقاط حول محيط الأنبوب. يمتد المسار الذي تعمل فيه حول الأنبوب عند منتصف السماكة لجدران الأنبوب. في أي نقطة على طول محيط الأنبوب، يكون إجهاد القص الناتج عن الالتواء هو  $\tau = T/(2A_0t)$ ، حيث  $A_0$  هي المساحة الإجمالية المحاطة بمسار تدفق القص، الظاهرة في الشكل (b) R22.7، و  $t$  هي سماكة الجدار عند النقطة التي يتم فيها حساب  $T$ . لعنصر مجوف مع الجدران المستمرة، يشمل  $A_0$  مساحة الحفرة.

The concrete contribution to torsional strength is ignored, and in cases of combined shear and torsion, the concrete contribution to shear strength does not need to be reduced. The design procedure is derived and compared with test results in MacGregor and Ghoneim (1995) and Hsu (1997).

يتم تجاهل المساهمة للخرسانة لمقاومة الالتواء، وفي حالات القص والالتواء معاً، لا يلزم تقليل المساهمة للخرسانة في مقاومة القص. يتم اشتقاق إجراء التصميم ومقارنته بنتائج الاختبار في MacGregor و Ghoneim (1995) و Hsu (1997).



(a) Thin-walled tube



(b) Area enclosed by shear flow path

**Fig. R22.7**—(a) Thin-walled tube; and (b) area enclosed by shear flow path.

الشكل - R22.7 (أ) أنبوب ذات جدران رقيقة؛ (ب) منطقة محاطة بمسار القص.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

### 22.7.1 General

#### 22.7.1 عام

22.7.1.1 This section shall apply to members if  $T_u \geq \phi T_{th}$ , where  $\phi$  is given in Chapter 21 and threshold torsion  $T_{th}$  is given in 22.7.4. If  $T_u < \phi T_{th}$ , it shall be permitted to neglect torsional effects.

22.7.1.1 ينطبق هذا القسم على العناصر إذا كان  $T_u \geq \phi T_{th}$  ، حيث  $\phi$  يرد في الفصل 21 والالتواء الابتدائي  $T_{th}$  معطى في 22.7.4. إذا كان  $T_u < \phi T_{th}$  ، فيسمح له بإهمال التأثيرات الالتوائية.

22.7.1.2 Nominal torsional strength shall be calculated in accordance with 22.7.6.

22.7.1.2 تحسب مقاومة الالتواء الإسمية وفقاً لـ 22.7.6.

22.7.1.3 For calculation of  $T_{th}$  and  $T_{cr}$ ,  $\lambda$  shall be in accordance with 19.2.4.

22.7.1.3 لحساب  $T_{th}$  و  $T_{cr}$  ، يجب أن يكون  $\lambda$  وفقاً لـ 19.2.4 .

### 22.7.2 Limiting material strengths

#### 22.7.2 تحديد مقاومة المواد

22.7.2.1 The value of  $\sqrt{f_c'}$  used to calculate  $T_{th}$  and  $T_{cr}$  shall not exceed 8.3 MPa.

22.7.2.1 يجب ألا تتجاوز قيمة  $\sqrt{f_c'}$  المستخدمة في حساب  $T_{th}$  و  $T_{cr}$  عن 8.3 ميجاباسكال.

22.7.2.2 The values of  $f_y$  and  $f_{yt}$  for longitudinal and transverse torsional reinforcement shall not exceed the limits in 20.2.2.4.

22.7.2.2 يجب ألا تتجاوز قيم  $f_y$  و  $f_{yt}$  للتسليح الالتوائي الطولي والعرضي حدود 20.2.2.4.

### 22.7.3 Factored design torsion

#### 22.7.3 تصميم الالتواء المصعد

22.7.3.1 If  $T_u \geq \phi T_{cr}$  and  $T_u$  is required to maintain equilibrium, the member shall be designed to resist  $T_u$ .

22.7.3.1 إذا كان المطلوب من  $T_u \geq \phi T_{cr}$  و  $T_u$  الحفاظ على التوازن ، يجب تصميم العنصر لمقاومة  $T_u$ .

### R22.7.1 General

#### R22.7.1 عام

R22.7.1.1 Torsional moments that do not exceed the threshold torsion  $T_{th}$  will not cause a structurally significant reduction in either flexural or shear strength and can be ignored.

R22.7.1.1 لن تؤدي عزم الالتواء التي لا تتجاوز الالتواء الابتدائي ( $T_{th}$ ) إلى خفض كبير أنشائها في أي من مقاومة الانحناء أو القص ويمكن تجاهلها.

### R22.7.2 Limiting material strengths

#### R22.7.2 تحديد مقاومة المواد

R22.7.2.1 Because of a lack of test data and practical experience with concretes having compressive strengths greater than 70 MPa, the Code imposes a maximum value of 8.3 MPa on  $\sqrt{f_c'}$  for use in the calculation of torsional strength.

R22.7.2.1 بسبب الافتقار إلى بيانات الاختبار والتجربة العملية للخرسانات ذات مقاومة ضغط أكبر من 70 ميجاباسكال ، يفرض المود قيمة قصوى تبلغ 8.3 ميجاباسكال على  $\sqrt{f_c'}$  لاستخدامها في حساب المقاومة الالتوائية.

R22.7.2.2 The upper limit of 420 MPa on the value of  $f_y$  and  $f_{yt}$  used in design is intended to control diagonal crack width.

R22.7.2.2 يقصد بالحد الأعلى 420 MPa على قيمة  $f_y$  و  $f_{yt}$  المستخدم في التصميم التحكم في عرض التشقق القطري.

R22.7.3 Factored design torsion—In designing for torsion in reinforced concrete structures, two conditions may be identified (Collins and Lampert 1973; Hsu and Burton 1974):

R22.7.3 تصميم الالتواء المصعد - عند تصميم الالتواء في المنشآت الخرسانية المسلحة ، يمكن تحديد حالتين (Collins و Lampert 1973 ؛ Hsu و Burton 1974):



**22.7.3.2** In a statically indeterminate structure where  $T_u \geq \phi T_{cr}$  and a reduction of  $T_u$  can occur due to redistribution of internal forces after torsional cracking, it shall be permitted to reduce  $T_u$  to  $\phi T_{cr}$ , where the cracking torsion  $T_{cr}$  is calculated in accordance with 22.7.5.

**22.7.3.2** في المنشأ الغير محدد أستايتيكيا حيث يمكن أن يحدث  $T_u \geq \phi T_{cr}$  مع تخفيض  $T_u$  بسبب إعادة توزيع القوى الداخلية بعد التشقق الالتوائي ، يجب أن يتم تقليل  $T_u$  إلى  $\phi T_{cr}$  ، حيث يتم حساب التواء التشقق وفقاً لـ 22.7.5.

**22.7.3.3** If  $T_u$  is redistributed in accordance with 22.7.3.2, the factored moments and shears used for design of the adjoining members shall be in equilibrium with the reduced torsion.

**22.7.3.3** إذا أعيد توزيع  $T_u$  وفقاً للفقرة 22.7.3.2 ، فإن العزوم وقوى القص المصعدة المستخدمة لتصميم العناصر المجاورة تكون متوازنة مع الالتواء المنخفض.

(a) The torsional moment cannot be reduced by redistribution of internal forces (22.7.3.1). This type of torsion is referred to as equilibrium torsion because the torsional moment is required for the structure to be in equilibrium. For this condition, illustrated in Fig. R22.7.3(a), torsional reinforcement must be provided to resist the total design torsional moments.

(b) The torsional moment can be reduced by redistribution of internal forces after cracking (22.7.3.2) if the torsion results from the member twisting to maintain compatibility of deformations. This type of torsion is referred to as compatibility torsion.

For this condition, illustrated in Fig. R22.7.3(b), the torsional stiffness before cracking corresponds to that of the uncracked section according to St. Venant's theory. At torsional cracking, however, a large twist occurs under an essentially constant torsional moment, resulting in a large redistribution of forces in the structure (Collins and Lampert 1973; Hsu and Burton 1974). The cracking torsional moment under combined shear, moment, and torsion corresponds to a principal tensile stress somewhat less than the  $0.33\lambda\sqrt{f_c'}$  used in R22.7.5.

(أ) لا يمكن تقليل عزم الالتواء من خلال إعادة توزيع القوى الداخلية  
**22.7.3.1)**

ويشار إلى هذا النوع من الالتواء بأنه التواء التوازن لأن عزم الالتواء مطلوب لكي يكون المنشأ في حالة توازن. لهذه الحالة، الموضحة في الشكل R.7.7.3 (a) ، يجب توفير تسليح الالتواء لمقاومة عزوم الالتواء التصميمية الكلية.

(ب) يمكن تقليل عزم الالتواء بإعادة توزيع القوى الداخلية بعد التشقق (22.7.3.2) إذا كان الالتواء ناتجاً عن العنصر الملتوي للحفاظ على توافق التشوهات. ويشار إلى هذا النوع من الالتواء باسم التواء التوافق.

لهذه الحالة، الموضحة في الشكل رقم (b) R22.7.3 ، فإن الصلابة الالتوائية قبل التشقق تتوافق مع المقطع الغير متشقق وفقاً لنظرية سانت فينانت. في التشقق الالتوائي ، يحدث التواء كبير في ظل عزم الالتواء الثابت أساساً ، مما يؤدي إلى إعادة توزيع كبير للقوى في المنشأ (كولينز ولامبيرت 1973 ؛ هسو وبورتون 1974). يقابل عزم التشقق الالتوائي تحت القص المشترك والعزم والالتواء إجهاد الشد الرئيسي إلى حد ما أقل من  $0.33\lambda\sqrt{f_c'}$  المستخدم في R22.7.5.

If the torsional moment exceeds the cracking torsional moment (22.7.3.2), a maximum factored torsional moment equal to the cracking torsional moment may be assumed to occur at the critical sections near the faces of the supports. The maximum factored torsional moment has been established to limit the width of torsional cracks.

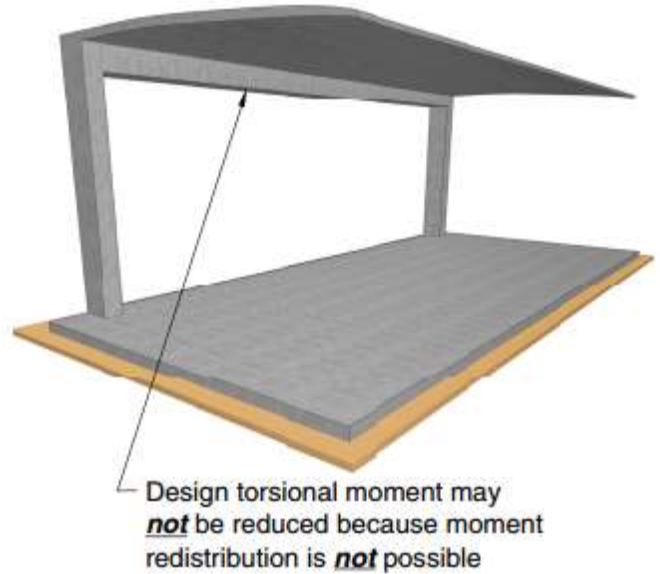
Provision 22.7.3.2 applies to typical and regular framing conditions. With layouts that impose significant torsional rotations within a limited length of the member, such as a large torsional moment located close to a stiff column, or a column that rotates in the reverse directions because of other loading, a more detailed analysis is advisable.

إذا تجاوز عزم الالتواء عزم التشقق الالتوائي (22.7.3.2)، فإنه من المفترض أن يحدث أقصى عزم التواء مصعد متساوي مع عزم التشقق الالتوائي في المقاطع الحرجة القريبة من أوجه الركائز. لقد تم إنشاء الحد الأقصى لعزم الالتواء المصعد للحد من عرض الشقوق الالتوائية.

ينطبق البند 22.7.3.2 على حالات الإطارات النموذجية والمنظمة. مع التخطيطات التي تفرض دورانات التوائية كبيرة ضمن طول محدود للعنصر، مثل عزم التواء كبير يقع بالقرب من عمود جاسي، أو العمود الذي يدور في اتجاهات عكسية بسبب التحميل الأخر ، فمن المستحسن إجراء تحليل أكثر تفصيلاً.

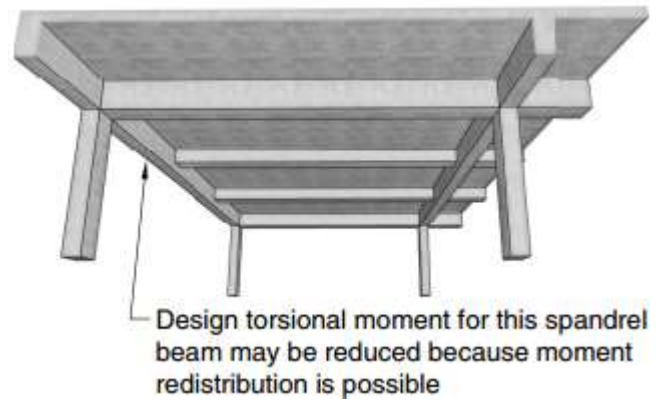
If the factored torsional moment from an elastic analysis based on uncracked section properties is between  $\phi T_{th}$  and  $\phi T_{cr}$ , torsional reinforcement should be designed to resist the calculated torsional moments.

إذا كانت عزم الالتواء المصعد من تحليل مرن يعتمد على خصائص المقطع الغير متشقق بين  $\phi T_{th}$  و  $\phi T_{cr}$  ، فيجب تصميم تسليح الالتواء لمقاومة العزوم الالتوائية المحسوبة.



**Fig. R22.7.3a-** Equilibrium torsion, the design torsional moment may not be reduced (22.7.3.1).

الشكل: R22.7.3a- الالتواء المتوازن، قد لا يتم تخفيض عزم الالتواء التصميمي (22.7.3.1).



**Fig. R22.7.3b-** Compatibility torsion, the design torsional moment may be reduced (22.7.3.2).

الشكل: R22.7.3b- الالتواء المتوافق، قد يتم تخفيض عزم الالتواء التصميمي (22.7.3.2).

#### 22.7.4 Threshold torsion

##### 22.7.4 الالتواء الابتدائي

**22.7.4.1** Threshold torsion  $T_{th}$  shall be calculated in accordance with Table 22.7.4.1(a) for solid cross sections and Table 22.7.4.1(b) for hollow cross sections, where  $N_u$  is positive for compression and negative for tension.

**22.7.4.1** الالتواء الابتدائي يجب أن يتم حساب  $T_{th}$  وفقاً للجدول 22.7.4.1 (a) للمقاطع العرضية المصمتة والجدول 22.7.4.1 (b) للمقاطع العرضية المجوفة، حيث تكون  $N_u$  موجبة للضغط وسالبة للشد.

**Table 22.7.4.1(a)—Threshold torsion for solid cross sections**

الجدول 22-7-4-1 (أ) - الالتواء الابتدائي للمقاطع العرضية المصمتة

Type of member	$T_{th}$	
Nonprestressed member	$0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_g^2}{p_{cp}} \right)$	(a)
Prestressed member	$0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_g^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33 \lambda \sqrt{f'_c}}}$	(b)
Nonprestressed member subjected to axial force	$0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_g^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 A_g \lambda \sqrt{f'_c}}}$	(c)

**Table 22.7.4.1(b)—Threshold torsion for hollow cross sections**

الجدول 22.7.4.1 (ب) - الالتواء الابتدائي للمقاطع العرضية المجوفة

Type of member	$T_{th}$	
Nonprestressed member	$0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_g^2}{p_{cp}} \right)$	(a)
Prestressed member	$0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_g^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.33 \lambda \sqrt{f'_c}}}$	(b)
Nonprestressed member subjected to axial force	$0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_g^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.33 A_g \lambda \sqrt{f'_c}}}$	(c)

**R22.7.4** Threshold torsion—The threshold torsion is defined as one-fourth the cracking torsional moment  $T_{cr}$ . For sections of solid members, the interaction between the cracking torsional moment and the inclined cracking shear is approximately circular or elliptical. For such a relationship, a threshold torsional moment of  $T_{th}$ , as used in 22.7.4.1, corresponds to a reduction of less than 5 percent in the inclined cracking shear, which is considered negligible.

**R22.7.4** الالتواء الابتدائي - يُعرّف الالتواء الابتدائي بأنه ربع عزم التشقق الالتوائي  $T_{cr}$ . بالنسبة لمقاطع العناصر المصمتة، يكون التفاعل بين عزم التشقق الالتوائي وتشقق القص المائل دائرياً أو بيضاوياً تقريبياً. بالنسبة إلى هذه العلاقة، تقابل عزم الالتواء الابتدائي  $T_{th}$ ، كما هو مستخدم في 22.7.4.1، انخفاضاً أقل من 5٪ في قص التشقق المائل، والذي يعتبر لا يكاد يذكر.

For torsion, a hollow section is defined as having one or more longitudinal voids, such as a single-cell or multiple-cell box girder. Small longitudinal voids, such as ungrouted post-tensioning ducts that result in  $A_g/A_{cp} \geq 0.95$ , can be ignored when calculating  $T_{th}$ . The interaction between torsional cracking and shear cracking for hollow sections is assumed to vary from the elliptical relationship for members with small voids, to a straight-line relationship for thin-walled sections with large voids.

بالنسبة للالتواء، يتم تعريف المقطع المجوف بأنه يحتوي على واحد أو أكثر من الفراغات الطولية، مثل كمرة صندوقية أحادية الخلية أو متعددة الخلايا. يمكن تجاهل الفراغات الطولية الصغيرة، مثل القنوات الغير مثبتة لاحقة الشد التي ينتج عنها  $A_g / A_{cp} \geq 0.95$ ، عند حساب  $T_{th}$ . يفترض أن التفاعل بين التشقق الالتوائي وتشقق القص للمقاطع المجوفة يختلف من العلاقة البضاوية للعناصر ذات الفراغات الصغيرة، إلى علاقة الخط المستقيم للمقاطع ذات الجدران الرقيقة مع الفراغات الكبيرة.

For a straight-line interaction, a torsional moment of  $T_{th}$  would cause a reduction in the inclined cracking shear of approximately 25 percent, which was considered to be significant. Therefore, the expressions for solid sections are modified by the factor  $(A_g/A_{cp})^2$  to develop the expressions for hollow sections. Tests of solid and hollow beams (Hsu 1968) indicate that the cracking torsional moment of a hollow section is approximately  $(A_g/A_{cp})$  times the cracking torsional moment of a solid section with the same outside dimensions. An additional multiplier of  $(A_g/A_{cp})$  reflects the transition from the circular interaction between the inclined cracking loads in shear and torsion for solid members, to the approximately linear interaction for thin-walled hollow sections.

بالنسبة للتفاعل على الخط المستقيم، فإن عزم الالتواء  $T_{th}$  قد تتسبب في انخفاض في قص التشقق المائل بنسبة تقرب من 25٪، والتي تعتبر هامة. لذلك، يتم تعديل تعبيرات المقاطع المصمتة بواسطة المعامل  $(A_g / A_{cp})^2$  لتطوير تعبيرات المقاطع المجوفة. تشير اختبارات الكمرة المصمتة والمجوفة (Hsu 1968) إلى أن عزم التشقق الالتوائي في المقطع المجوف هي تقريبياً التي تضغط على عزم التشقق الالتوائي لمقطع مصمت ذو نفس الأبعاد الخارجية. يعكس التضاعف الإضافي لـ  $(A_g / A_{cp})$  الانتقال من التفاعل الدائري بين أحمال الشقوق المائلة في القص والالتواء للعناصر المصمتة، إلى التفاعل الخطي تقريباً للمقاطع المجوفة ذات جدران رقيقة.

**22.7.5 Cracking torsion****22.7.5 تشقق الالتواء**

22.7.5.1 Cracking torsion  $T_{cr}$  shall be calculated in accordance with Table 22.7.5.1 for solid and hollow cross sections, where  $N_u$  is positive for compression and negative for tension.

22.7.5.1 تشقق الالتواء يتم حساب  $T_{cr}$  وفقاً للجدول 22.7.5.1 للمقاطع العرضية المصمتة والمجوفة، حيث تكون  $N_u$  موجبة للضغط وسالبة للتشد.

Table 22.7.5.1—Cracking torsion

الجدول 22.7.5.1 - تشقق الالتواء

Type of member	$T_{cr}$	
Nonprestressed member	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)$	(a)
Prestressed member	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(b)
Nonprestressed member subjected to axial force	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	(c)

**R22.7.5** Cracking torsion—The cracking torsional moment under pure torsion,  $T_{cr}$ , is derived by replacing the actual section with an equivalent thin-walled tube with a wall thickness  $t$  prior to cracking of  $0.75A_{cp}/p_{cp}$  and an area enclosed by the wall centerline  $A_o$  equal to  $2A_{cp}/3$ . Cracking is assumed to occur when the principal tensile stress reaches  $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ . The stress at cracking,  $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ , has purposely been taken as a lower bound value. In a nonprestressed beam loaded with torsion alone, the principal tensile stress is equated to the torsional shear stress,  $\tau = T/(2A_o t)$ . Thus, cracking occurs when  $\tau$  reaches  $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ , giving the cracking torsional moment  $T_{cr}$  as defined by expression (a) in Table 22.7.5.1.

**R22.7.5 تشقق الالتواء** — يشتق عزم التشقق الالتوائي تحت الالتواء النقي،  $T_{cr}$ ، عن طريق استبدال المقطع الفعلي بما يعادل أنبوب رقيق الجدران مع سمك الجدار  $t$  قبل تشقق  $0.75A_{cp}/p_{cp}$  ومنطقة محاطة بخط المركز للجدار  $A_o$  يساوي  $2A_{cp}/3$ . يفترض حدوث تشقق عندما يصل إجهاد الشد الرئيسي إلى  $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$  وقد اتخذت لغرض الإجهاد في التشقق،  $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ ، أقل قيمة ملزمة. في الكمرة الغير مسبقة الاجهاد محملة بالالتواء وحده، فإن إجهاد الشد الرئيسي يساوي إجهاد القص الالتوائي،  $\tau = T/(2A_o t)$ ، وهكذا، يحدث التشقق عندما يصل  $\tau$  إلى  $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$ ، مما يعطي عزم التشقق الالتوائي  $T_{cr}$  على النحو المحدد بالتعبير (a) في الجدول 22.7.5.1.

For prestressed members, the torsional cracking load is increased by the prestress given by expression (b) in Table 22.7.5.1. A 5ohr's Circle analysis based on average stresses indicates the torsional moment required to cause a principal tensile stress equal to  $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$  is  $(1 + f_{pc}/(0.33\lambda\sqrt{f'_c}))0.5$  times the corresponding torsional cracking moment in a nonprestressed beam. A similar modification is made in expression (c) in Table 22.7.5.1 for members subjected to axial force and torsion.

بالنسبة للعناصر مسبقة الاجهاد، يزداد حمل التشقق الالتوائي من خلال الإجهاد المسبق المعطى عن طريق التعبير (ب) في الجدول 22.7.5.1. يشير تحليل 5ohr's الدائري على أساس متوسط الإجهادات إلى عزم الالتواء المطلوب للتسبب في إجهاد الشد الرئيسي الذي  $0.33\lambda\sqrt{f'_c}$  يساوي  $(1 + f_{pc}/(0.33\lambda\sqrt{f'_c}))0.5$  مرة من عزم التشقق الالتوائي المقابلة في كمرة غير مسبقة الاجهاد. يتم إجراء تعديل مماثل في التعبير (c) في الجدول 22.7.5.1 للعناصر المعرضة للقوة المحورية والالتواء.

If the factored torsional moment exceeds  $\phi T_{cr}$  in a statically indeterminate structure, a maximum factored torsional moment equal to  $\phi T_{cr}$  may be assumed to occur at critical sections near the faces of the supports. This limit has been established to control the width of the torsional cracks. The replacement of  $A_{cp}$  with  $A_g$ , as in the calculation of  $T_{th}$  for hollow sections in 22.7.4.1, is not applied here. Thus, the torsional moment after redistribution is larger and, hence, more conservative.

إذا تجاوز عزم الالتواء المصعد  $\phi T_{cr}$  في منشأ غير محدد أستاكيًا، فمن المفترض أن يحدث أقصى عزم الالتواء المصعد بالتساوي  $\phi T_{cr}$  في المقاطع الحرجة بالقرب من أوجه الركائز. تم تحديد هذا الحد للتحكم في عرض الشقوق الالتوائية. لا يتم هنا تطبيق استبدال  $A_{cp}$  مع  $A_g$ ، كما هو الحال في حساب  $T_{th}$  للمقاطع المجوفة في 22.7.4.1، هنا. وبالتالي، فإن عزم الالتواء بعد إعادة التوزيع أكبر، وبالتالي أكثر تحفظًا.



### 22.7.6 Torsional strength

#### 22.7.6 مقاومة الالتواء

**22.7.6.1** For nonprestressed and prestressed members,  $T_n$  shall be the lesser of (a) and (b):

**22.7.6.1** للعناصر غير مسبقة الاجهاد ومسبقة الاجهاد ،  $T_n$  يجب أن يكون أقل من (أ) و (ب):

$$(a) T_n = \frac{2A_u A_t f_y}{s} \cot \theta \quad (22.7.6.1a)$$

$$(b) T_n = \frac{2A_u A_t f_y}{p_h} \tan \theta \quad (22.7.6.1b)$$

where  $A_o$  shall be determined by analysis,  $\theta$  shall not be taken less than 30 degrees nor greater than 60 degrees;  $A_t$  is the area of one leg of a closed stirrup resisting torsion;  $A_l$  is the area of longitudinal torsional reinforcement; and  $p_h$  is the perimeter of the centerline of the outermost closed stirrup.

حيث يتم تحديد  $A_o$  عن طريق التحليل ،  $\theta$  يجب ألا تؤخذ أقل من 30 درجة ولا تزيد عن 60 درجة ؛ في منطقة ساق واحدة من الكانات المغلفة تقاوم الالتواء. في منطقة التسليح الالتوائي الطولي. و  $p_h$  هو محيط الخط المركزي للكانة الخارجية المغلفة.

**R22.7.6** Torsional strength—The torsional design strength  $\phi T_n$  must equal or exceed the torsional moment  $T_u$  due to factored loads. In the calculation of  $T_n$ , all the torsion is assumed to be resisted by stirrups and longitudinal reinforcement, neglecting any concrete contribution to torsional strength. At the same time, the nominal shear strength provided by concrete,  $V_c$ , is assumed to be unchanged by the presence of torsion.

**R22.7.6** مقاومة الالتواء- يجب أن تكون مقاومة الالتواء التصميمية  $T_n$  متساوية أو تتجاوز عزم الالتواء  $T_u$  بسبب الأحمال المصعدة. في حساب  $T_n$ ، يفترض أن جميع الالتواءات تقاوم بواسطة الكانات والتسليح الطولية، مهملة أي مساهمة الخرسانة لمقاومة الالتواء. وفي الوقت نفسه، يفترض أن مقاومة القص الاسمية التي توفرها الخرسانة،  $V_c$ ، لن تتغير عن وجود التواء.

**R22.7.6.1** Equation (22.7.6.1a) is based on the space truss analogy shown in Fig. R22.7.6.1a with compression diagonals at an angle  $\theta$ , assuming the concrete resists no tension and the reinforcement yields. After torsional cracking develops, the torsional strength is provided mainly by closed stirrups, longitudinal reinforcement, and compression diagonals. The concrete outside these stirrups is relatively ineffective. For this reason  $A_o$ , the gross area enclosed by the shear flow path around the perimeter of the tube, is defined after cracking in terms of  $A_{oh}$ , the area enclosed by the centerline of the outermost closed transverse torsional reinforcement.

**R22.7.6.1** تعتمد المعادلة (a22.7.6.1) على تشبيه الجملون الفراغي الموضح في الشكل R.7.7.6.1a بأقطار الضغط بزاوية  $\theta$ ، بافتراض أن الخرسانة لا تقاوم أي شد وتسليح الخضوع. بعد حدوث التشقق الالتوائي، يتم توفير مقاومة الالتواء بشكل أساسي من خلال الكانات المغلفة والتسليح الطولي وأقطار الضغط الخرسانة خارج هذه الكانات غير فعالة نسبياً. ولهذا السبب، فإن المنطقة الإجمالية المحصورة بمسار تدفق القص حول محيط الأنبوب، يتم تحديدها بعد التشقق من ناحية  $A_{oh}$ ، وهي المنطقة التي تحيط بها الخط المركزي للتسليح العرضي المغلق للأنواء.

The shear flow  $q$  in the walls of the tube, discussed in R22.7, can be resolved into the shear forces  $V_1$  to  $V_4$  acting in the individual sides of the tube or space truss, as shown in Fig. R22.7.6.1a. As shown in Figure R22.7.6.1b, on a given wall of the tube, the shear flow  $V_i$  is resisted by a diagonal compression component,  $D_i = V_i / \sin \theta$ , in the concrete. An axial tension force,  $N_i = V_i (\cot \theta)$ , is required in the longitudinal reinforcement to complete the resolution of  $V_i$ .

يمكن حل تدفق القص  $q$  في جدران الأنبوب، الذي تمت مناقشته في R22.7، في قوى القص  $V_1$  إلى  $V_4$  التي تعمل في الجوانب الفردية للأنبوب أو الجملون الفراغي، كما هو موضح في الشكل R22.7.6.1a. كما هو موضح في الشكل R22.7.6.1b، على جدار معين من الأنبوب، يتم مقاومة تدفق القص  $V_i$  بواسطة مكون ضغط قطري،  $D_i = V_i / (\sin \theta)$ ، في الخرسانة. مطلوب قوة شد محوري،  $N_i = V_i (\cot \theta)$ ، في التسليح الطولي لإكمال دقة  $V_i$ .

Because the shear flow due to torsion is constant at all points around the perimeter of the tube, the resultants of  $D_i$  and  $N_i$  act through the midheight of side  $i$ . As a result, half of  $N_i$  can be assumed to be resisted by each of the top and bottom chords as shown. Longitudinal reinforcement with a strength  $A_t f_y$  is required to resist the sum of the  $N_i$  forces,  $\sum N_i$ , acting in all of the walls of the tube.

نظراً لأن تدفق القص الناتج عن الالتواء ثابت في جميع النقاط حول محيط الأنبوب ، فإن نواتج  $D_i$  و  $N_i$  يعملان خلال منتصف الجانب  $i$ . نتيجة لذلك ، يمكن افتراض أن نصف  $N_i$  مقاوم من قبل كل من الاعصاب العلوية والسفلية كما هو موضح. تسليح طولي مع مقاومة مطلوبة  $A_t f_y$  لمقاومة مجموع قوى  $N_i$  ،  $\sum N_i$  ، تعمل في جميع جدران الأنبوب.

In the derivation of Eq. (22.7.6.1b), axial tension forces are summed along the sides of the area  $A_o$ . These sides form a perimeter length  $p_o$  approximately equal to the length of the line joining the centers of the bars in the corners of the tube. For ease in calculation, this has been replaced with the perimeter of the closed stirrups,  $p_h$ .

في اشتقاق المعادلة (b22.7.6.1)، يتم جمع قوى الشد المحوري على جانبي المنطقة  $A_o$ . تشكل هذه الأطراف طول محيطي يساوي تقريباً طول الخط الذي يصل إلى مراكز الاسياخ في زوايا الأنبوب. لسهولة الحساب، تم استبدالها بمحيط الكائنات المغلقة،  $p_h$ .

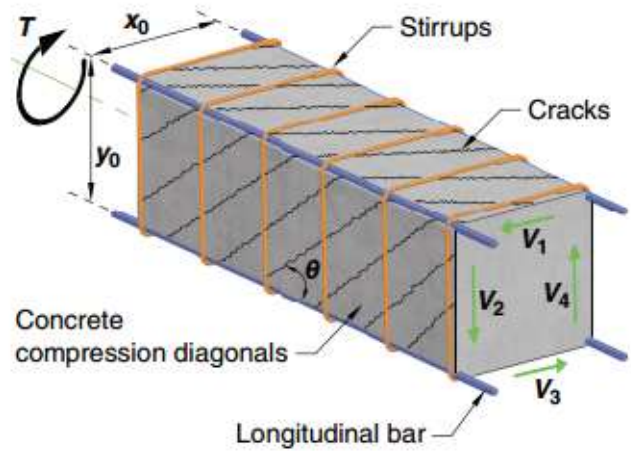


Fig. R22.7.6.1a—Space truss analogy.

الشكل - R22.7.6.1a. تشبيه للجمالون الفراغي.



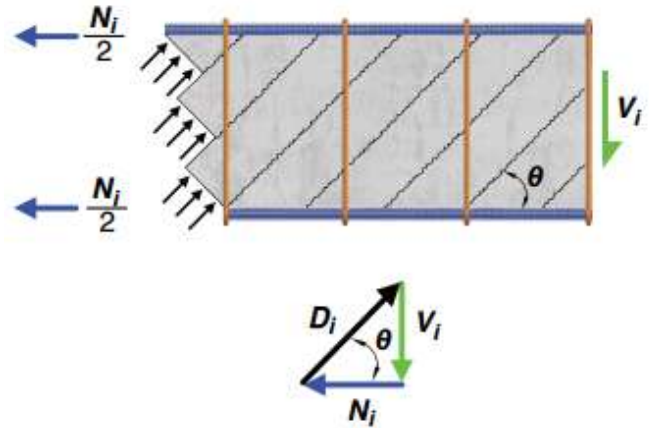


Fig. R22.7.6.1b—Resolution of shear force  $V_i$  into diagonal compression force  $D_i$  and axial tension force  $N_i$  in one wall of tube.

الشكل. R22.7.6.1b - قوة القص  $V_i$  في الضغط القطري  $D_i$  و قوة شد محوري  $N_i$  في جدار واحد من الأنبوب.

**22.7.6.1.1** In Eq. (22.7.6.1a) and (22.7.6.1b), it shall be permitted to take  $A_o$  equal to  $0.85A_{oh}$ .

**22.7.6.1.1** في المعادلة (a22.7.6.1) و (b22.7.6.1) ، يسمح أن تأخذ  $A_o$  تساوي  $0.85A_{oh}$ .

**R22.7.6.1.1** The area  $A_{oh}$  is shown in Fig. R22.7.6.1.1 for various cross sections. In an I-, T-, or L-shaped section,  $A_{oh}$  is taken as that area enclosed by the outermost legs of interlocking stirrups.

**R22.7.6.1.1** ترد منطقة  $A_{oh}$  في الشكل R.7.7.6.1.1 لمختلف المقاطع العرضية. في مقطع I-، T ، أو L- على شكل ، يتم أخذ  $A_{oh}$  كالمنطقة المغلقة من الساق الأبعد من الكانات المتقاطعة.

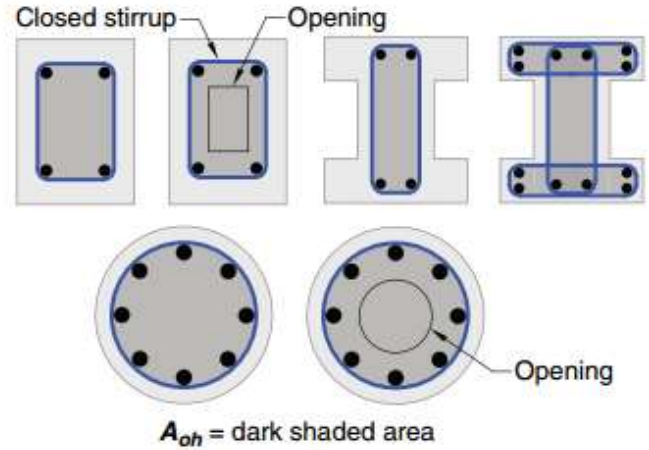


Fig. R22.7.6.1.1-Definition of  $A_{oh}$ .

الشكل. R22.7.6.1.1-تحديد  $A_{oh}$ .

**22.7.6.1.2** In Eq. (22.7.6.1a) and (22.7.6.1b), it shall be permitted to take  $\Theta$  equal to (a) or (b):

- (a) 45 degrees for nonprestressed members or members with  $A_{psfse} < 0.4(A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$   
(b) 37.5 degrees for prestressed members with  $A_{psfse} \geq 0.4(A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$

**22.7.6.1.2** في المعادلة (a22.7.6.1) و (b22.7.6.1) ، يسمح أن يساوي (أ) أو (ب):

- (أ) 45 درجة للعناصر الغير مسبقة الاجهاد أو العناصر مع  $A_{psfse} < 0.4(A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$   
(ب) 37.5 درجة للعناصر مسبقة الاجهاد مع  $A_{psfse} \geq 0.4(A_{ps} f_{pu} + A_s f_y)$

**R22.7.6.1.2** The angle  $\Theta$  can be obtained by analysis (Hsu 1990) or may be taken equal to the values given in 22.7.6.1.2(a) or (b). The same value of  $\Theta$  is required to be used in both Eq. (22.7.6.1a) and (22.7.6.1b). With smaller values of  $\Theta$ , the amount of stirrups required by Eq. (22.7.6.1a) decreases. At the same time, the amount of longitudinal reinforcement required by Eq. (22.7.6.1b) increases.

**R22.7.6.1.2** يمكن الحصول على الزاوية  $\Theta$  عن طريق التحليل (Hsu 1990) أو يمكن أخذها مساوية للقيم الواردة في 22.7.6.1.2 (a) أو (b). مطلوب نفس القيمة  $\Theta$  لاستخدامها في كلتا المعادلتين. (a22.7.6.1) و (b22.7.6.1). مع قيم أصغر من  $\Theta$  ، كمية الكانات المطلوبة من قبل. (a22.7.6.1) ينقص. في نفس الوقت ، كمية التسليح الطولي التي تتطلبها المعادلة. (b22.7.6.1) يزيد.

## 22.7.7 Cross-sectional limits

### 22.7.7 حدود المقطع العرضي

**22.7.7.1** Cross-sectional dimensions shall be selected such that (a) or (b) is satisfied:

**22.7.7.1** يتم اختيار الأبعاد للمقطع العرضي بحيث: (أ) أو (ب) مستوفاة:

- (1) For solid sections

(أ) للمقاطع المصمتة

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u P_h}{1.7 A_{uh}^2}\right)^2} \leq \phi \left( \frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c} \right) \quad (22.7.7.1a)$$

- (2) For hollow sections

(ب) للمقاطع المجوفة

$$\left( \frac{V_u}{b_w d} \right) + \left( \frac{T_u P_h}{1.7 A_{uh}^2} \right) \leq \phi \left( \frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c} \right) \quad (22.7.7.1b)$$

## R22.7.7 Cross-sectional limits

### R22.7.7 حدود المقطع العرضي

**R22.7.7.1** The size of a cross section is limited for two reasons: first, to reduce excessive cracking, and second, to minimize the potential for crushing of the surface concrete due to inclined compressive stresses due to shear and torsion. In Eq. (22.7.7.1a) and (22.7.7.1b), the two terms on the left-hand side are the shear stresses due to shear and torsion. The sum of these stresses may not exceed the stress causing shear cracking plus  $0.66\sqrt{f'_c}$ , similar to the limiting strength given in 22.5.1.2 for shear without torsion. The limit is expressed in terms of  $V_c$  to allow its use for nonprestressed or prestressed concrete. It was originally derived on the basis of crack control. It is not necessary to check against crushing of the web because crushing occurs at higher shear stresses. In a hollow section, the shear stresses due to shear and torsion both occur in the walls of the box as shown in Fig. R22.7.7.1(a) and hence are directly additive at Point A as given in Eq. (22.7.7.1b). In a solid section, the shear stresses due to torsion act in the tubular outside section while the shear stresses due to  $V_u$  are spread across the width of the section, as shown in Fig. R22.7.7.1(b). For this reason, stresses are combined in Eq. (22.7.7.1a) using the square root of the sum of the squares rather than by direct addition.

**R22.7.7.1** يقتصر حجم المقطع العرضي لسببين: الأول ، لتقليل التشقق الزائد ، والثاني ، لتقليل احتمالية تشقق الخرسانة السطحية بسبب إجهادات الضغط المائلة بسبب القص والالتواء. في المعادلة (a22.7.7.1) و (b22.7.7.1) ، فإن المصطلحين على الجانب الأيسر هما إجهاد القص بسبب القص والالتواء. قد لا يتجاوز مجموع هذه الإجهادات الإجهاد المتسبب بتشقق القص زائد  $0.66\sqrt{f'_c}$  ، على نفس المقاومة المحددة الواردة في 22.5.1.2 للقص دون الالتواء. يتم التعبير عن الحد من حيث  $V_c$  للسماح باستخدامه للخرسانة غير مسبقة الاجهاد أو مسبقة الاجهاد. كانت مستمدة أصلاً على أساس السيطرة على التشقق. ليس من الضروري التحقق من تشقق الشفة الوسطية لأن التشقق يحدث عند أعلى إجهاد قص. في مقطع مجوف ، تحدث إجهادات القص بسبب القص والالتواء في جدران الصندوق كما هو موضح في الشكل رقم (a R22.7.7.1) وبالتالي فهي مضافة بشكل مباشر في النقطة A كما هو محدد في المعادلة (b22.7.7.1). في مقطع مصمت ، يؤكد إجهاد القص نتيجة لفعل الالتواء في المقطع الخارجي الأنبوبي بينما تنتشر إجهادات القص الناتجة عن  $V_u$  عبر عرض المقطع ، كما هو موضح في الشكل (b R.7.7.1). لهذا السبب ، يتم الجمع بين الإجهادات في المعادلة (a22.7.7.1) باستخدام الجذر التربيعي لمجموع المربعات بدلاً من الإضافة المباشرة.

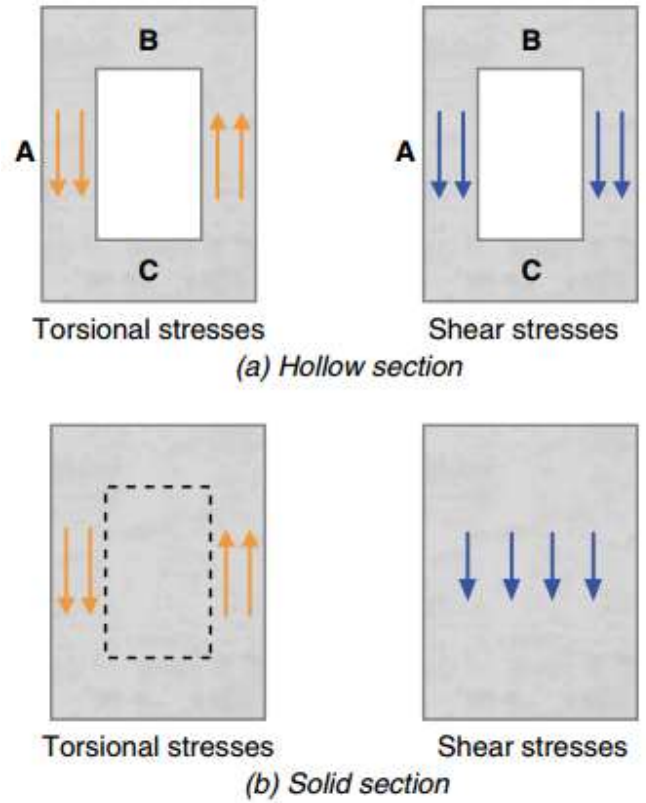


Fig. R22.7.7.1—Addition of torsional and shear stresses.

الشكل - R22.7.7.1. إضافة أجهادات الالتواء والقص.

**22.7.7.1.1** For prestressed members, the value of  $d$  used in 22.7.7.1 need not be taken less than  $0.8h$ .

**22.7.7.1.1** بالنسبة للعناصر مسبقة الإجهاد، قيمة  $d$  المستخدمة في 22.7.7.1 لا يجب أن تؤخذ أقل من  $0.8h$ .

**R22.7.7.1.1** Although the value of  $d$  may vary along the span of a prestressed beam, studies (MacGregor and Hanson1969) have shown that, for prestressed concrete members,  $d$  need not be taken less than  $0.8h$ . The beams considered had some straight prestressed reinforcement or reinforcing bars at the bottom of the section and had stirrups that enclosed the longitudinal reinforcement.

**R22.7.7.1.1** على الرغم من أن قيمة  $d$  قد تختلف على امتداد بحر الكمرية مسبقة الإجهاد ، فقد أظهرت الدراسات (MacGregor و Hanson1969) أنه بالنسبة لعناصر الخرسانة مسبقة الإجهاد ، لا يجب أخذ  $d$  أقل من  $0.8h$ . كانت الكمرات التي تمت دراستها تحتوي على بعض التسليح المستقيم مسبق الإجهاد أو أسياخ التسليح في الجزء السفلي من المقطع وكانت تحتوي على كانت تحيط بالتسليح الطولي.

**22.7.7.1.2** For hollow sections where the wall thickness varies around the perimeter, Eq. (22.7.7.1b) shall be evaluated at the location where the term

22.7.7.1.2 بالنسبة للمقاطع المجوفة حيث يختلف سمك الجدار حول المحيط، المعادلة. يتم تقييم (b22.7.7.1) في المكان الذي يوجد فيه المصطلح

$$\left( \frac{V_u}{b_w d} \right) + \left( \frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right)$$

is a maximum.

كحد أقصى

22.7.7.2 For hollow sections where the wall thickness is less than  $A_{oh}/p_h$ , the term  $(T_u p_h / 1.7 A_{oh}^2)$  in Eq. (22.7.7.1b) shall be taken as  $(T_u / 1.7 A_{oh} t)$ , where  $t$  is the thickness of the wall of the hollow section at the location where the stresses are being checked.

22.7.7.2 بالنسبة للمقاطع المجوفة التي يكون فيها سمك الجدار أقل من  $A_{oh}/p_h$  ، يكون المصطلح في المعادلة (22.7.7.1b)  $(T_u p_h / 1.7 A_{oh}^2)$  يجب أن تؤخذ على أنها  $(T_u / 1.7 A_{oh} t)$  ، حيث  $t$  هي سمك جدار المقطع المجوف في الموقع حيث يتم التحقق من الإجهادات.

## 22.8—Bearing

### 22.8 التحميل

#### 22.8.1 General

#### 22.8.1 عام

22.8.1.1 Section 22.8 shall apply to the calculation of bearing strength of concrete members.

22.8.1.1 تطبق الفقرة 22.8 على حساب مقاومة التحميل للعناصر الخرسانية.

**22.8.1.2** Bearing strength provisions in 22.8 shall not apply to post-tensioned anchorage zones .

22.8.1.2 لا تنطبق أحكام مقاومة التحميل في 22.8 على مناطق تثبيت الشد اللاحق.

#### 22.8.2 Required strength

#### 22.8.2 المقاومة المطلوبة

22.8.2.1 Factored compressive force transferred through bearing shall be calculated in accordance with the factored load combinations defined in Chapter 5 and analysis procedures defined in Chapter 6.

22.8.2.1 تحسب قوة الضغط المصعدة المحولة من خلال التحميل وفقاً لتراكيب الحمل المصعد في الفصل 5 وإجراءات التحليل المحددة في الفصل 6.

**R22.7.7.1.2** Generally, the maximum torsional stress will be on the wall where the torsional and shearing stresses are additive (Point A in Fig. R22.7.7.1(a)). If the top or bottom flanges are thinner than the vertical webs, it may be necessary to evaluate Eq. (22.7.7.1b) at Points B and C in Fig. R22.7.7.1(a). At these points, the stresses due to the shear are usually negligible.

R22.7.7.1.2 بشكل عام ، يكون أقصى إجهاد للالتواء على الجدار حيث تكون إجهادات الالتواء والقص مضافة (النقطة A في الشكل (a) R.7.7.7.1). إذا كانت الشفة العلوية أو السفلية أصغر في السماكة من الشفة الوسطية الرأسية، فقد يكون من الضروري تقييم المعادلة (b22.7.7.1) في النقطتين B و C في الشكل (a) R.7.7.7.1. في هذه النقاط، فإن الإجهادات الناتجة عن القص عادة لا تذكر.

## R22.8—Bearing

### 22.8 التحميل

#### R22.8.1 General

#### R22.8.1 عام

**R22.8.1.2** Because post-tensioned anchorage zones are usually designed in accordance with 25.9, the bearing strength provisions in 22.8 are not applicable.

R22.8.1.2 نظراً لأن مناطق التثبيت لاحتقة الشد عادة ما تكون مصممة وفقاً لـ 25.9 ، فإن أحكام مقاومة التحميل في 22.8 غير قابلة للتطبيق.

## 22.8.3 Design strength

## 22.8.3 المقاومة التصميمية

## 22.8.3.1 Design bearing strength shall satisfy:

22.8.3.1 يجب أن تحقق مقاومة التحميل التصميمية ما يلي:

$$\phi B_n \geq B_u \quad (22.8.3.1)$$

for each applicable factored load combination.

لكل تركيبة حمل مصعد قابلة للتطبيق

**22.8.3.2** Nominal bearing strength  $B_n$  shall be calculated in accordance with Table 22.8.3.2, where  $A_1$  is the loaded area, and  $A_2$  is the area of the lower base of the largest frustum of a pyramid, cone, or tapered wedge contained wholly within the support and having its upper base equal to the loaded area. The sides of the pyramid, cone, or tapered wedge shall be sloped 1 vertical to 2 horizontal.

**22.8.3.2** تحسب مقاومة التحميل الاسمية  $B_n$  وفقاً للجدول 22.8.3.2 ، حيث  $A_1$  هي منطقة التحميل ، و  $A_2$  هي منطقة القاعدة السفلية للأكبر حجماً للهرم أو المخروط أو الوتد المتدرج في السمك كلياً ضمن الركيزة وله قاعدته العليا مساوية للمنطقة المحملة. تكون جوانب الأهرام أو المخروط أو الوتد المتدرج مائلة 1 رأسي إلى 2 أفقي.

## R22.8.3 Design strength

## R22.8.3 المقاومة التصميمية

**R22.8.3.2** The permissible bearing stress of  $0.85f_c'$  is based on tests reported in Hawkins (1968). Where the supporting area is wider than the loaded area on all sides, the surrounding concrete confines the bearing area, resulting in an increase in bearing strength. No minimum depth is given for the support, which will most likely be controlled by the punching shear requirements of 22.6.

$A_1$  is the loaded area but not greater than the bearing plate or bearing cross-sectional area.

**R22.8.3.2** يستند إجهاد التحميل المسموح به البالغ  $0.85f_c'$  الاختبارات المبلغ عنها في هوكينز (1968). عندما تكون مساحة الدعم أوسع من المساحة المحملة من جميع الجوانب، تحصر الخرسانة المحيطة منطقة التحميل، مما يؤدي إلى زيادة مقاومة التحميل. لا يوجد أي حد أدنى للعمق للركيزة، والذي من المرجح أن يتم التحكم فيه بمتطلبات القص المثقوب عند 22.6.  $A_1$  هي منطقة التحميل ولكنها ليست أكبر من بلاطة التحميل أو مساحة المقطع العرضي للتحميل.

Where the top of the support is sloped or stepped, advantage may still be taken of the condition that the supporting member is larger than the loaded area, provided the supporting member does not slope at too great an angle. Figure R22.8.3.2 illustrates the application of the frustum to find  $A_2$  for a support under vertical load transfer.

عندما يكون الجزء العلوي للركيزة منحدراً أو متدرجاً، قد لا تزال هناك فائدة من شرط أن يكون العنصر الداعم أكبر من المساحة المحملة ، بشرط ألا يميل عنصر الدعم بزاوية كبيرة جداً. يوضح الشكل R.8.8.3.2 تطبيق المخروط الناقص لإيجاد  $A_2$  للحصول على دعم تحت نقل الحمولة الرأسية.

Adequate bearing strength needs to be provided for cases where the compression force transfer is in a direction other than normal to the bearing surface. For such cases, this section applies to the normal component and the tangential component needs to be transferred by other methods, such as by anchor bolts or shear lugs.

يجب توفير مقاومة تحميل كافية للحالات التي يكون فيها نقل قوة الضغط في اتجاه آخر غير المعتاد إلى سطح التحميل. في مثل هذه الحالات، ينطبق هذا المقطع على المكون الطبيعي، ويتعين نقل المكون المماسي بوسائل أخرى ، مثل مسامير الربط أو ساق القص.

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

Table 22.8.3.2—Nominal bearing strength

الجدول 22.8.3.2 – مقاومة التحميل الاسمية

Geometry of bearing area	$B_n$	
Supporting surface is wider on all sides than the loaded area	Lesser of (a) and (b)	$\sqrt{A_2/A_1} (0.85 f'_c A_1)$ (a)
		$2(0.85 f'_c A_1)$ (b)
Other cases	$0.85 f'_c A_1$ (c)	

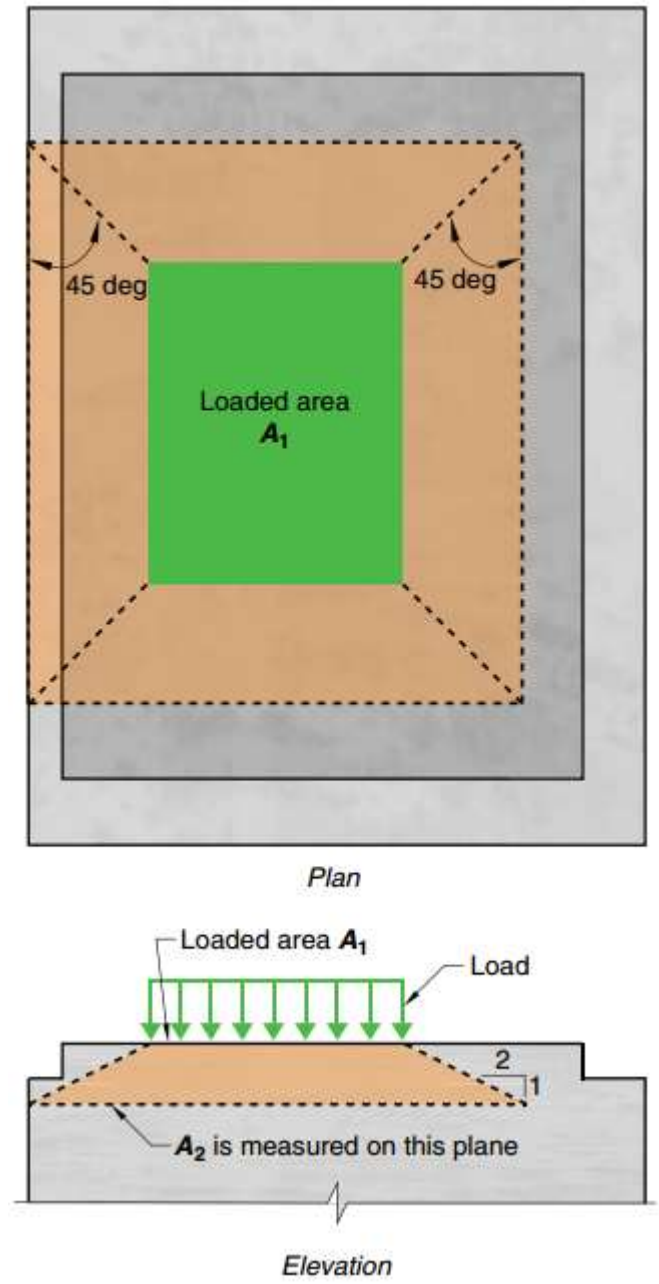
The frustum should not be confused with the path by which a load spreads out as it progresses downward through the support. Such a load path would have steeper sides. However, the frustum described has somewhat flat side slopes to ensure that there is concrete immediately surrounding the zone of high stress at the bearing.

لا ينبغي الخلط بين المخروط الناقص والمسار الذي ينتشر فيه الحمل لأنه يتقدم نحو الأسفل من خلال الركيزة. سيكون لمثل هذا المسار للحمل جوانب أكثر تدرجاً. ومع ذلك، فإن المخروط الناقص الموصوف يحتوي على منحدرات جانبية مسطحة إلى حد ما لضمان وجود خرسانة على الفور تحيط بالمنطقة ذات الاجهاد العالي عند التحميل.

Where tensile forces occur in the plane of bearing, it may be desirable to reduce the allowable bearing stress, provide confinement reinforcement, or both. Guidelines are provided in the PCI Design Handbook for precast and prestressed concrete (PCI MNL 120).

عندما تحدث قوى الشد في مستوى التحميل، قد يكون من المرغوب فيه الحد من أجهاد التحميل المسموح به ، أو توفير تسليح الربط، أو كليهما. يتم توفير الإرشادات في كتيب تصميم PCI للخرسانة مسبقة الصب ومسبقة الإجهاد (PCI MNL 120).





**Fig. R22.8.3.2**—Application of frustum to find  $A_2$  in stepped or sloped supports.

الشكل - R22.8.3.2 . تطبيق المخروط الناقص للعثور على  $A_2$  في الركائز المتدرجة أو المائلة.

## 22.9 — Shear friction

## R22.9 - احتكاك القص

## 22.9.1 General

## 22.9.1 علم

**22.9.1.1** This section shall apply where it is appropriate to consider shear transfer across any given plane, such as an existing or potential crack, an interface between dissimilar materials, or an interface between two concretes cast at different times.

**22.9.1.1** ينطبق هذا القسم عندما يكون من المناسب النظر في نقل القص عبر أي مستوى معينة ، مثل تشقق موجود أو محتمل ، أو سطح التداخل بين المواد الغير متشابهه ، أو سطح التداخل بين خرسانتين مصبوباتان في أوقات مختلفة.

## R22.9—Shear friction

## R22.9 - احتكاك القص

## R22.9.1 General

## R22.9.1 علم

**R22.9.1.1** The purpose of this section is to provide a design method to address possible failure by shear sliding on a plane. Such conditions include a plane formed by a crack in monolithic concrete, an interface between concrete and steel, and an interface between concretes cast at different times (Birkeland and Birkeland 1966; Mattock and Hawkins 1972).

**R22.9.1.1** الغرض من هذا القسم هو توفير طريقة تصميم لمعالجة الانهيار المحتمل بواسطة انزلاق القص على مستوى. وتشمل مثل هذه الحالات المستوى التي تشكلت بواسطة تشقق في الخرسانة المتجانسة، سطح التداخل بين الخرسانة والحديد ، و سطح التداخل بين الخرسانة المصبوبة في أوقات مختلفة (Birkeland و Birkeland 1966 ؛ Mattock و Hawkins 1972).

Although uncracked concrete is relatively strong in direct shear, there is always the possibility that a crack will form in an unfavorable location. The shear-friction concept assumes that such a crack will form, and that reinforcement is provided across the crack to resist relative displacement along it. When shear acts along a crack, one crack face slips relative to the other. If the crack faces are rough and irregular, this slip is accompanied by separation of the crack faces. At nominal strength, the separation is sufficient to stress, in tension, the reinforcement crossing the crack to its specified yield strength. The reinforcement in tension provides a clamping force  $A_v f_y$  across the crack faces. The applied shear is then resisted by friction between the crack faces, by resistance to the shearing off of protrusions on the crack faces, and by dowel action of the reinforcement crossing the crack. Successful application of this section depends on proper selection of the location of an assumed crack (PCI MNL 120; Birkeland and Birkeland 1966).

وعلى الرغم من أن الخرسانة الغير مشققة قوية نسبياً في القص المباشر، فهناك دائماً احتمال حدوث تشقق في موقع غير مرغوبة. يفترض مفهوم احتكاك القص أن مثل هذا التشقق سوف يتشكل، وأن التسليح يتم توفيره عبر التشقق لمقاومة الازاحة النسبية على طوله. عندما يعمل القص على طول التشقق، فإن أحد التشقق ينزلق من الشقوق إلى الأخرى. إذا كانت الوجوه المتشققة خشنة وغير منتظمة، فإن هذا الانزلاق يرافقه فصل الأوجه المتشققة. في المقاومة الاسمية، يكون الفصل كافياً للأجهاد، في الشد، التسليح الذي يعبر التشقق إلى مقاومته للخضوع المحددة. التسليح في الشد يوفر قوة تدعيم  $A_v f_y$  عبر أوجه التشقق. ثم يقاوم القص بواسطة الاحتكاك بين الأوجه المتشققة، من خلال مقاومة القص الناتجة من التوترات على الأوجه المتشققة، ومن خلال عمل الربط للتسليح الذي يعبر التشقق. يعتمد التطبيق الناجح لهذا المقطع على الاختيار الصحيح لموقع التشقق المفترض (PCI MNL 120) ؛ Birkeland و Birkeland (1966).

**22.9.1.2** The required area of shear-friction reinforcement across the assumed shear plane,  $A_{vf}$ , shall be calculated in accordance with 22.9.4. Alternatively, it shall be permitted to use shear transfer design methods that result in prediction of strength in substantial agreement with results of comprehensive tests.

**22.9.1.2** تحسب المساحة المطلوبة من تسليح القص الاحتكاك عبر مستوى القص المفترض،  $A_{vf}$  ، وفقاً لـ 22.9.4. وبدلاً من ذلك، يجب السماح باستخدام أساليب تصميم نقل القص التي تؤدي إلى التنبؤ بالمقاومة في اتفاق مع نتائج الاختبارات الشاملة.

22.9.1.3 The value of  $f_y$  used to calculate  $V_n$  for shear friction shall not exceed the limit in 20.2.2.4.

22.9.1.3 يجب ألا تتجاوز قيمة  $f_y$  المستخدمة لحساب  $V_n$  لاحتكاك القص الحد في 20.2.2.4.

**22.9.1.4** Surface preparation of the shear plane assumed for design shall be specified in the construction documents.

22.9.1.4 يجب أن يتم تحديد إعداد السطح لمستوى القص المفترض للتصميم في وثائق الإنشاء.

## 22.9.2 Required strength

### 22.9.2 المقاومة المطلوبة

22.9.2.1 Factored forces across the assumed shear plane shall be calculated in accordance with the factored load combinations defined in Chapter 5 and analysis procedures defined in Chapter 6

22.9.2.1 تحسب القوى المصعدة عبر مستوى القص المفترض وفقاً لتراكيب الحمل المصعدة المحددة في الفصل الخامس وإجراءات التحليل المحددة في الفصل السادس.

## 22.9.3 Design strength

### 22.9.3 المقاومة التصميمية

22.9.3.1 Design shear strength across the assumed shear plane shall satisfy:

22.9.3.1 يجب أن تفي مقاومة القص التصميمية عبر مستوى القص المفترض:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (22.9.3.1)$$

for each applicable factored load combination.

لكل تركيبة حمولة مصعدة قابلة للتطبيق.

**R22.9.1.2** The relationship between shear-transfer strength and the reinforcement crossing the shear plane can be expressed in various ways. Equations (22.9.4.2) and (22.9.4.3) are based on the shear-friction model and provide a conservative estimate of the shear-transfer strength.

Other relationships that provide a more accurate estimate of shear-transfer strength can be used under the requirements of this section. Examples of such procedures can be found in the PCI Design Handbook (PCI MNL 120), Mattock et al. (1976b), and Sattock (1974).

R22.9.1.2 يمكن التعبير عن العلاقة بين مقاومة نقل القص و التسليح الذي يعبر مستوى القص بطرق مختلفة. تعتمد المعادلات (22.9.4.2) و (22.9.4.3) على نموذج احتكاك القص وتوفر تقديراً متحفظاً لمقاومة نقل القص. يمكن استخدام العلاقات الأخرى التي توفر تقديراً أكثر دقة لمقاومة نقل القص تحت متطلبات هذا القسم. يمكن العثور على أمثلة لهذه الإجراءات في كتيب تصميم attack 5 و (Mattock et al. (1976b ، PCI (PCI MNL 120) (1974).

**R22.9.1.4** For concrete cast against hardened concrete or structural steel, 22.5.6.1 requires the licensed design professional to specify the surface preparation in the construction documents.

R22.9.1.4 بالنسبة للخرسانة المصبوبة ضد الخرسانة المتصلبة أو الحديد الإنشائي ، يتطلب 22.5.6.1 من محترف التصميم المرخص تحديد إعداد السطح في مستندات الإنشاء.

#### 22.9.4 Nominal shear strength

##### 22.9.4 مقاومة القص الاسمية

22.9.4.1 Value of  $V_n$  across the assumed shear plane shall be calculated in accordance with 22.9.4.2 or 22.9.4.3.  $V_n$  shall not exceed the value calculated in accordance with 22.9.4.4.

22.9.4.1 تحسب قيمة  $V_n$  عبر مستوى القص المفترض وفقاً لـ 22.9.4.2 أو 22.9.4.3. يجب ألا يتجاوز  $V_n$  القيمة المحسوبة وفقاً لـ 22.9.4.4.

22.9.4.2 If shear-friction reinforcement is perpendicular to the shear plane, nominal shear strength across the assumed shear plane shall be calculated by:

22.9.4.2 إذا كان تسليح القص الاحتكاك متعامداً مع مستوى القص، يتم حساب مقاومة القص الاسمية عبر مستوى القص المفترض من خلال:

$$V_n = \mu A_{vf} f_y \quad (22.9.4.2)$$

where  $A_{vf}$  is the area of reinforcement crossing the assumed shear plane to resist shear, and  $f_y$  is the coefficient of friction in accordance with Table 22.9.4.2.

حيث  $A_{vf}$  هي مساحة التسليح التي تعبر مستوى القص المفترض لمقاومة القص، و  $f_y$  هو معامل الاحتكاك وفقاً للجدول 22.9.4.2.

Table 22.9.4.2—Coefficients of friction

الجدول 22-9-4 معاملات الاحتكاك

Contact surface condition	Coefficient of friction $\mu^{[1]}$	
Concrete placed monolithically	1.4 $\lambda$	(a)
Concrete placed against hardened concrete that is clean, free of laitance, and intentionally roughened to a full amplitude of approximately 6 mm	1.0 $\lambda$	(b)
Concrete placed against hardened concrete that is clean, free of laitance, and not intentionally roughened	0.6 $\lambda$	(c)
Concrete placed against as-rolled structural steel that is clean, free of paint, and with shear transferred across the contact surface by headed studs or by welded deformed bars or wires.	0.7 $\lambda$	(d)

[1]  $\lambda=1.0$  for normalweight concrete;  $\lambda=0.75$  for all lightweight concrete. Otherwise, is calculated based on volumetric proportions of lightweight and normalweight aggregate as given in 19.2.4, but shall not exceed 0.85.

[1]  $\lambda=1.0$  لخرسانة الوزن الطبيعي؛  $\lambda=0.75$  لجميع الخرسانة خفيفة الوزن. بخلاف ذلك، يتم احتسابه بناءً على النسب الحجمية للركام الخفيف والوزن الطبيعي كما هو موضح في 19.2.4، لكن يجب ألا يتجاوز 0.85.

#### R22.9.4 Nominal shear strength

##### R22.9.4 مقاومة القص الاسمية

R22.9.4.2 The required area of shear-friction reinforcement,  $A_{vf}$ , is calculated using:

R22.9.4.2 تحسب المساحة المطلوبة من تسليح القص الاحتكاك ،  $A_{vf}$  ، باستخدام:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} \quad (R22.9.4.2)$$

The upper limit on shear strength that can be achieved using Eq. (22.9.4.2) is given in 22.9.4.4. In the shear-friction method of calculation, it is assumed that all the shear resistance is due to the friction between the crack faces. It is therefore necessary to use artificially high values of the coefficient of friction in the shear-friction equations so that the calculated shear strength will be in reasonable agreement with test results.

الحد الأعلى لمقاومة القص التي يمكن تحقيقها باستخدام المعادلة (22.9.4.2) يرد في 22.9.4.4. في طريقة حساب الاحتكاك القص، من المفترض أن كل مقاومة القص ترجع إلى الاحتكاك بين الأوجه المتشققة. لذلك من الضروري استخدام قيم عالية مصطنعة لمعامل الاحتكاك في معادلات القص الاحتكاك بحيث تكون مقاومة القص المحسوبة في اتفاق مع نتائج الاختبار.

For concrete cast against hardened concrete not roughened in accordance with 22.9.4.6, shear resistance is primarily due to dowel action of the reinforcement. Test results (Mattock 1977) indicate that the reduced value of  $J_1 = 0.6\lambda$  specified for this case is appropriate.

بالنسبة للخرسانة المصبوبة مقابل الخرسانة المتصلبة الغير خشنة وفقاً لمعيار 22.9.4.6، فإن مقاومة القص تسند في المقام الأول بسبب عمل الربط للتسليح. تشير نتائج الاختبار (Mattock 1977) إلى أن القيمة المخفضة لـ  $J_1 = 0.6\lambda$  المحددة لهذه الحالة مناسبة.

For concrete placed against as-rolled structural steel, the shear-transfer reinforcement may be either reinforcing bars or headed studs. The design of shear connectors for composite action of concrete slabs and steel beams is not covered by these provisions. AISC 360 contains design provisions for these systems.

بالنسبة للخرسانة المصبوبة ضد الحديد الإنشائي المدلفن ، يمكن أن يكون تسليح نقل القص إما أسياخ التسليح أو مسامير ذات رأس. لا تغطي هذه الأحكام تصميم وصلات القص للعمل المركب للبلات الخرسانية والكمرات المعدنية. يحتوي AISC 360 على شروط التصميم لهذه الأنظمة.

**22.9.4.3** If shear-friction reinforcement is inclined to the shear plane and the shear force induces tension in the shear- friction reinforcement, nominal shear strength across the assumed shear plane shall be calculated by:

**22.9.4.3** إذا كان تسليح القص - الاحتكاك يميل إلى مستوى القص، فإن قوة القص تحفز الشد في تسليح القص - احتكاك، يجب حساب مقاومة القص الاسمية عبر مستوى القص المفترض من خلال:

$$V_n = A_{vf}f_y(\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (22.9.4.3)$$

where  $\mu$  is the angle between shear-friction reinforcement and assumed shear plane, and  $f_y$  is the coefficient of friction in accordance with Table 22.9.4.2.

حيث  $\mu$  هي الزاوية بين تسليح القص الاحتكاك ومستوى القص المفترض، و  $f_y$  هو معامل الاحتكاك وفقاً للجدول 22.9.4.2.

**R22.9.4.3** Inclined shear-friction reinforcement is illustrated in Fig. R22.9.4.3 (Mattock 1974), where  $\alpha$  is the acute angle between the bar and the shear plane. Equation (22.9.4.3) applies only when the shear force component parallel to the reinforcement produces tension in the reinforcement and the force component parallel to the shear plane resists part of the shear, as shown in Fig. R22.9.4.3a.

If the shear-friction reinforcement is inclined such that the shear force component parallel to the reinforcement produces compression in the reinforcement, as shown in Fig. R22.9.4.3b, then shear friction does not apply ( $V_n = 0$ ).

**R22.9.4.3** تم توضيح التسليح المائل للقص الاحتكاك في الشكل R.9.4.3a (Mattock 1974)، حيث تمثل الزاوية الحادة بين السبيخ ومستوى القص. لا تنطبق المعادلة (22.9.4.3) إلا عندما ينتج عنصر قوة القص موازية للتسليح ينتج شدا في التسليح فإن مكون القوة بالتوازي مع مستوى القص يقاوم جزءاً من القص، كما هو موضح في الشكل R.9.4.3a. إذا كانت مقاومة القص الاحتكاك مائلة بحيث أن عنصر قوة القص مواز للتسليح ينتج ضغطاً في التسليح، كما هو موضح في الشكل رقم R22.9.4.3b، فإن احتكاك القص لا ينطبق ( $V_n = 0$ ).

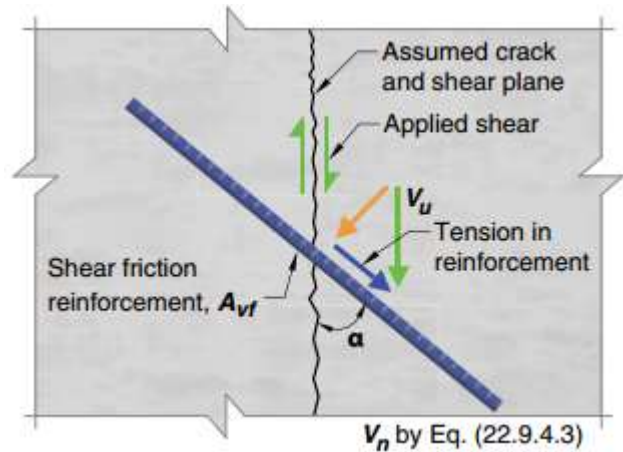


Fig. R22.9.4.3a-Tension in shear friction reinforcement.

الشكل R22.9.4.3a-الشد في تسليح الاحتكاك القص.

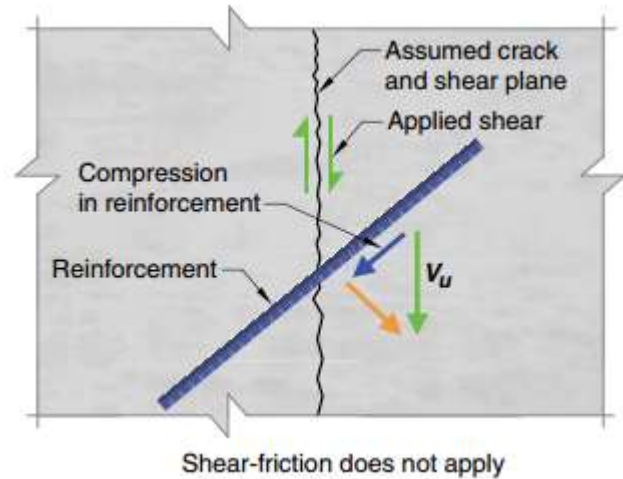


Fig. R22.9.4.3b-Compression in reinforcement.

الشكل R22.9.4.3b - الضغط في التسليح.



## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**22.9.4.4** The value of  $V_n$  across the assumed shear plane shall not exceed the limits in Table 22.9.4.4. Where concretes of different strengths are cast against each other, the lesser value of  $f_c'$  shall be used in Table 22.9.4.4.

**22.9.4.4** يجب ألا تتجاوز قيمة  $V_n$  عبر مستوى القص المفترض الحدود الواردة في الجدول 22.9.4.4. عندما يتم صب الخرسانة من مختلف المقامات مع بعضها البعض، يجب استخدام القيمة الأقل من  $f_c$  في الجدول 22.9.4.4.

Table 22.9.4.4—Maximum  $V_n$  across the assumed shear plane  
الجدول 22.9.4.4 - أقصى  $V_n$  عبر مستوى القص المفترض

Condition	Maximum $V_n$	
Normalweight concrete placed monolithically or placed against hardened concrete intentionally roughened to a full amplitude of approximately 6 mm	Least of	0.2 $f_c' A_c$ (a)
	(a), (b), and (c)	(3.3 + 0.08 $f_c'$ ) $A_c$ (b)
		11 $A_c$ (c)
Other cases	Lesser of (d) and (e)	0.2 $f_c' A_c$ (d)
		5.5 $A_c$ (e)

**22.9.4.5** Permanent net compression across the shear plane shall be permitted to be added to  $A_v f_y$ , the force in the shear-friction reinforcement, to calculate required  $A_v f$ .

**22.9.4.5** يُسمح بإضافة ضغط صافي دائم عبر مستوى القص إلى  $A_v f_y$  ، القوة الموجودة في تسليح الاحتكاك بالقص ، لحساب  $A_v f$  المطلوب.

**22.9.4.6** Area of reinforcement required to resist a net factored tension across an assumed shear plane shall be added to the area of reinforcement required for shear friction crossing the assumed shear plane.

**22.9.4.6** تضاف مساحة التسليح اللازمة لمقاومة الشد المصعد الصافية عبر مستوى القص المفترضة إلى مساحة التسليح اللازمة لاحتكاك القص التي تعبر مستوى القص المفترضة.

**R22.9.4.4** Upper limits on shear friction strength are necessary, as Eq. (22.9.4.2) and (22.9.4.3) may become unconservative for some cases (Kahn and Mitchell 2002; Mattock 2001).

**R22.9.4.4** أعلى حدود لمقاومة احتكاك القص ضرورية ، مثل المعادلة (22.9.4.2) و (22.9.4.3) قد يصبحان غير متحفظين لبعض الحالات (Kahn and Mitchell 2002; Mattock 2001).

**R22.9.4.5** This provision is supported by test data (Mattock and Hawkins 1972) and should be used to reduce the amount of shear-friction reinforcement required only if the compressive force across the shear plane is permanent.

**R22.9.4.5** هذا الحكم مدعوم ببيانات الاختبار (Mattock and Hawkins 1972) وينبغي استخدامه لتقليل مقدار تسليح الاحتكاك بالقص المطلوبة فقط إذا كانت قوة الضغط عبر مستوى القص دائمة.

**R22.9.4.6** Tension across the shear plane may be caused by restraint of deformations due to temperature change, creep, and shrinkage. Where moment acts on a shear plane, the flexural compression and tension forces are in equilibrium and do not change the resultant compression  $A_v f_y$  acting across the shear plane or the shear-friction resistance. It is therefore not necessary to provide additional reinforcement to resist the flexural tension stresses, unless the required flexural tension reinforcement exceeds the amount of shear-transfer reinforcement provided in the flexural tension zone (Mattock et al. 1975).

**R22.9.4.6** قد يتسبب الشد عبر مستوى القص بتقييد التشوهات بسبب التغير في درجة الحرارة والزحف والانكماش. عندما يعمل العزم على مستوى القص ، تكون قوى انحناء الضغط والشد في حالة توازن ولا تغير الضغط الناتج  $A_v f_y$  الذي يتصرف عبر مستوى القص أو مقاومة الاحتكاك بالقص. لذلك، ليس من الضروري توفير تسليح إضافي لمقاومة إجهاد انحناء الشد، إلا إذا تجاوز تسليح انحناء الشد المطلوب مقدار تسليح نقل القص المتوفرة في منطقة انحناء الشد (Mattock et al. 1975).



**22.9.5 Detailing for shear-friction reinforcement**

**22.9.5 التفاصيل لتسليح احتكاك القص**

**22.9.5.1** Reinforcement crossing the shear plane to satisfy 22.9.4 shall be anchored to develop  $f_y$  on both sides of the shear plane.

**22.9.5.1** يثبت التسليح التي تعبر مستوى القص لأستيفاء 22.9.4 على تطوير  $f_y$  على جانبي مستوى القص.

**R22.9.5 Detailing for shear-friction reinforcement**

**R22.9.5 التفاصيل لتسليح احتكاك القص**

**R22.9.5.1** If no moment acts across the shear plane, reinforcement should be uniformly distributed along the shear plane to minimize crack widths. If a moment acts across the shear plane, the shear-transfer reinforcement should be placed primarily in the flexural tension zone.

**R22.9.5.1** إذا لم يعمل أي عزم على مستوى القص ، فيجب توزيع التسليح بشكل منتظم على طول مستوى القص لتقليل عرض الشقوق. إذا عمل العزم عبر مستوى القص، يجب وضع تسليح نقل القص في المقام الأول في منطقة أنحناء الشد.

Anchorage may be developed by bond, by a mechanical device, or by threaded dowels and screw inserts. Space limitations often require the use of mechanical anchorage devices. For anchorage of headed studs in concrete, refer to PCI Design Handbook for precast and prestressed concrete (PCI MNL 120).

قد يتم تطوير التثبيت بواسطة الربط أو عن طريق جهاز ميكانيكي أو بواسطة أشاير ملولبة وإدراج حلزوني. تتطلب قيود المساحة غالباً استخدام أجهزة التثبيت الميكانيكية. للاطلاع على تثبيت المسامير ذات رأس في الخرسانة، راجع دليل تصميم PCI للخرسانة مسبقة الصب ومسبقة الاجهاد (PCI MNL 120).

The shear-friction reinforcement anchorage should engage the primary reinforcement; otherwise, a potential crack may pass between the shear-friction reinforcement and the body of the concrete. This requirement applies particularly to welded headed studs used with steel inserts.

يجب أن يثبت مثبت تسليح احتكاك القص التسليح الأولي؛ خلاف ذلك، قد يمر الشق المحتمل بين تسليح الاحتكاك بالقص وجسم الخرسانة. ينطبق هذا المتطلب بشكل خاص على المسامير الملحومة ذات رأس المستخدمة مع أنخالات معدنية.

## CHAPTER 23—STRUT-AND-TIE MODELS

### الفصل 23 - نماذج الركيزة - شداد

#### 23.1—Scope

##### 23.1 المجال

23.1.1 This chapter shall apply to the design of structural concrete members, or regions of members, where load or geometric discontinuities cause a nonlinear distribution of longitudinal strains within the cross section.

**23.1.1** ينطبق هذا الفصل على تصميم عناصر الخرسانة الإنشائية ، أو مناطق العناصر ، حيث يتسبب الحمل أو الانقطاع الهندسي في توزيع غير خطي للانفعال الطولية داخل المقطع العرضي.

23.1.2 Any structural concrete member, or discontinuity region in a member, shall be permitted to be designed by modeling the member or region as an idealized truss in accordance with this chapter.

**23.1.2** يُسمح لأي عنصر خرساني أنشائي أو منطقة غير مستمرة في أي عنصر بتصميمه عن طريق نمذجة العنصر أو المنطقة كجملون وفقاً لهذا الفصل.

## R23—STRUT-AND-TIE METHOD

### R23 - طريقة الركيزة - شداد

#### R23.1—Scope

##### R23.1 المجال

A discontinuity in the stress distribution occurs at a change in the geometry of a structural element or at a concentrated load or reaction. St. Venant's principle indicates that the stresses due to axial force and bending approach a linear distribution at a distance approximately equal to the overall depth of the member,  $h$ , away from the discontinuity. For this reason, discontinuity regions are assumed to extend a distance  $h$  from the section where the load or change in geometry occurs.

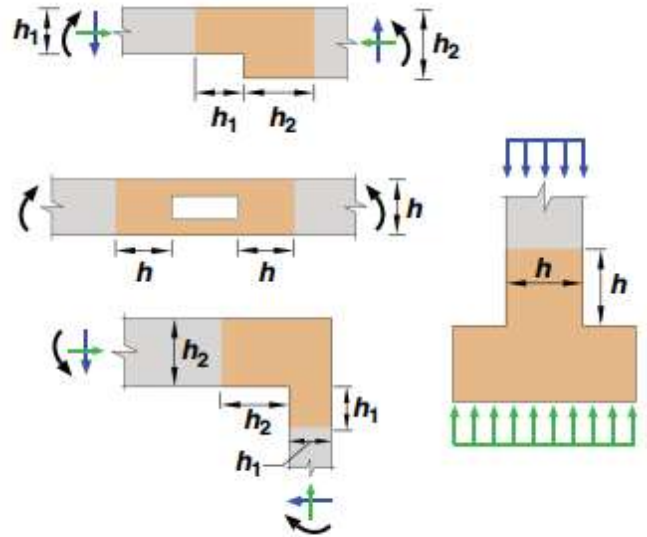
يحدث انقطاع في توزيع الإجهاد عند حدوث تغيير في الخصائص الهندسية للعنصر الإنشائي أو عند الحمل المركز أو ردود الأفعال. يشير مبدأ سانت فينانت إلى أن الإجهادات الناتجة عن القوة المحورية والانحناء تقترب من توزيع خطي على مسافة مساوية تقريباً للعمق الكلي للعنصر،  $h$ ، بعيداً عن الانقطاع. لهذا السبب، يُفترض أن تعمل المناطق الغير مستمرة على تمديد مسافة  $h$  من المقطع الذي يحدث فيه الحمل أو التغيير في الشكل الهندسي.

The shaded regions in Fig. R23.1(a) and (b) show typical D-regions (Schlaich et al. 1987). The plane sections assumption of 9.2.1 is not applicable in such regions. In general, any portion of a member outside a D-region is a B-region where the plane sections assumptions of flexural theory can be applied. The strut-and-tie design method, as described in this chapter, is based on the assumption that D-regions can be analyzed and designed using hypothetical pin-jointed trusses consisting of struts and ties connected at nodes.

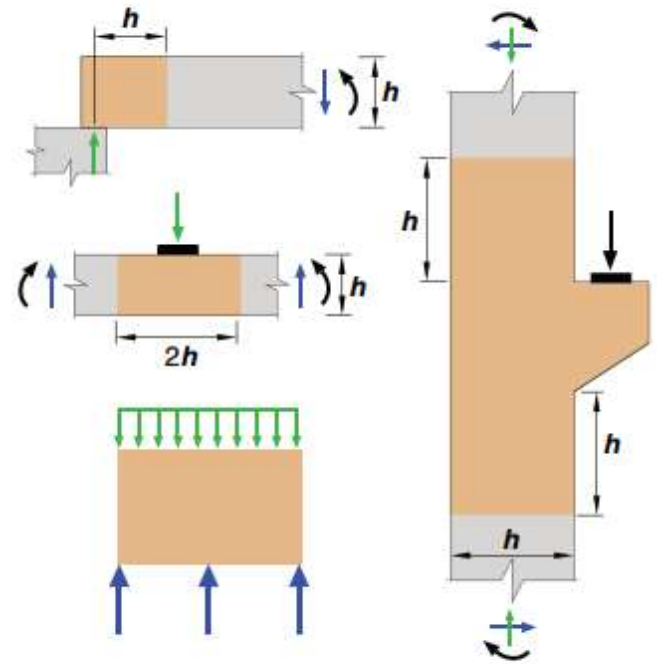
توضح المناطق المظللة في الشكلين (a) و (b) مناطق D نموذجية (Schlaich et al. 1987). افتراض مقاطع المستوى من 9.2.1 لا ينطبق في هذه المناطق. بشكل عام، أي جزء من عنصر خارج منطقة D هو منطقة B حيث يمكن تطبيق افتراضات مقاطع المستوى من نظرية الانحناء. تعتمد طريقة تصميم ركيزة - شداد، كما هو موصوف في هذا الفصل، على افتراض أنه يمكن تحليل المناطق D وتصميمها باستخدام جملونات مفصلية تتكون من الركائز والشدادات المتصلة في العقد.

The idealized truss specified in 23.2.1, which forms the basis of the strut-and-tie method, is not intended to apply to structural systems configured as actual trusses because secondary effects, such as moments, are not included in the model.

الجملونات المثالية المحددة في 23.2.1 ، والتي تشكل أساس طريقة ركيزة - شداد، غير مخصصة للتطبيق على الأنظمة الإنشائية المكونة على جملونات فعلية لأن التأثيرات الثانوية ، مثل العزوم ، غير مدرجة في النموذج.



(a) Geometric discontinuities



(b) Loading and geometric discontinuities

Fig. R23.1—D-regions and discontinuities.

الشكل 1. R23 - المناطق D والانقطاعات.

## 23.2—General

## 23.2 العام

**23.2.1** Strut-and-tie models shall consist of struts and ties connected at nodes to form an idealized truss in two or three dimensions..

**23.2.1** يجب أن تتكون نماذج ركيزة - شداد من ركائز وشدادات متصلة بالعقد لتشكيل الجمالون المثالي في بعدين أو ثلاثة أبعاد.

## R23.2—General

## R23.2 العام

**R23.2.1** For the idealized truss, struts are the compression members, ties are the tension members, and nodes are the joints. Details of the use of strut-and-tie models are given in Schlaich et al. (1987), Collins and Mitchell (1991), MacGregor (1997), FIP (1999), Menn (1986), Muttoni et al. (1997), and ACI 445R. Design examples for the strut-and-tie method are given in ACI SP-208 (Reineck 2002) and ACI SP-273 (Reineck and Novak 2010). The process of designing a strut-and-tie model to support the imposed forces acting on and within a D-region is referred to as the strut-and-tie method, and it includes the following four steps:

**R23.2.1** بالنسبة إلى الجمالون المثالي ، الركائز هي عناصر ضغط ، والشدادات هي عناصر شد ، والعقد هي المفاصل. وترد تفاصيل استخدام نماذج ركيزة - شداد في (Schlaich et al. 1987) ، كولنز وميتشل (1991) ، ماكجريجور (1997) ، (FIP 1999) ، مين (1986) ، موتوني وآخرون. (1997) ، و ACI 445R. وترد أمثلة التصميم لطريقة ركيزة - شداد في ACI SP-208 (Reineck 2002) و ACI SP-273 (Reineck و Novak 2010). يشير إلى عملية تصميم نموذج ركيزة - شداد لدعم القوى المفروضة تعمل على وداخل المنطقة D باسم طريقة ركيزة - شداد ، وتشمل الخطوات الأربع التالية:

- (1) Define and isolate each D-region.
- (2) Calculate resultant forces on each D-region boundary.
- (3) Select the model and compute the forces in the struts and ties to transfer the resultant forces across the D-region. The axes of the struts and ties are chosen to approximately coincide with the axes of the compression and tension fields, respectively.
- (4) Design the struts, ties, and nodal zones so that they have sufficient strength. Widths of struts and nodal zones are determined considering the effective concrete strengths defined in 23.4.3 and 23.9.2. Reinforcement is provided for the ties considering the steel strengths defined in 23.7.2. The reinforcement should be anchored in or beyond the nodal zones.

- (1) تحديد وعزل كل منطقة D.
- (2) حساب القوى الناتجة على كل حدود المنطقة D.
- (3) حدد النموذج وحساب القوى في الدعامات والربط لنقل القوى الناتجة عبر المنطقة D. يتم اختيار محاور الركائز والشدادات لتتوافق تقريباً مع محاور الضغط والشد، على التوالي.
- (4) تصميم الركائز والشدادات، ومناطق العقد بحيث يكون لديهم مقاومة كافية. يتم تحديد عرض الركائز ومناطق العقد مع الأخذ في الاعتبار مقاومة الخرسانة الفعلية المحددة في 23.4.3 و 23.9.2. يتم توفير التسليح للشدادات مع الأخذ في الاعتبار مقاومة التحديد المحددة في 23.7.2. يجب أن يثبت التسليح في المناطق العقدية أو خارجها.

The components of a strut-and-tie model of a single-span deep beam loaded with a concentrated load are identified in Fig. R23.2.1. The cross-sectional dimensions of a strut or tie are designated as thickness and width, and both directions are perpendicular to the axis of the strut or tie. Thickness is perpendicular to the plane, and width is in the plane of the strut-and-tie model. A tie consists of nonprestressed or prestressed reinforcement plus a portion of the surrounding concrete that is concentric with the axis of the tie. The surrounding concrete is included to define the zone in which the forces in the ties are to be anchored. The concrete in a tie is not used to resist the axial force in the tie. Although not explicitly considered in design, the surrounding concrete will reduce the elongations of the tie, especially at service loads.

تم تحديد مكونات نموذج ركيزة -شداد لكمر عميقة أحادية البحر محملة بحمولة مركزة في الشكل R23.2.1. يتم تحديد أبعاد المقطع العرضي للركيزة أو الشداد كسمك وعرض، وكلا الاتجاهين عمودي على محور الركيزة أو الشداد. السماكة عمودي على المستوي، والعرض في مستوى نموذج ركيزة - شداد. تتكون الشدادات من تسليح مسبق الاجهاد أو غير مسبق الاجهاد بالإضافة إلى جزء من الخرسانة المحيطة المركزة مع محور الشداد. يتم إدخال الخرسانة المحيطة لتحديد المنطقة التي ستثبت فيها القوى في الشداد. لا يتم استخدام الخرسانة في الشداد لمقاومة القوة المحورية في الشداد. على الرغم من عدم مراعاة التصميم بشكل واضح، فإن الخرسانة المحيطة سوف تقلل من استطالة الشداد، خاصة عند تحميل الخدمة.

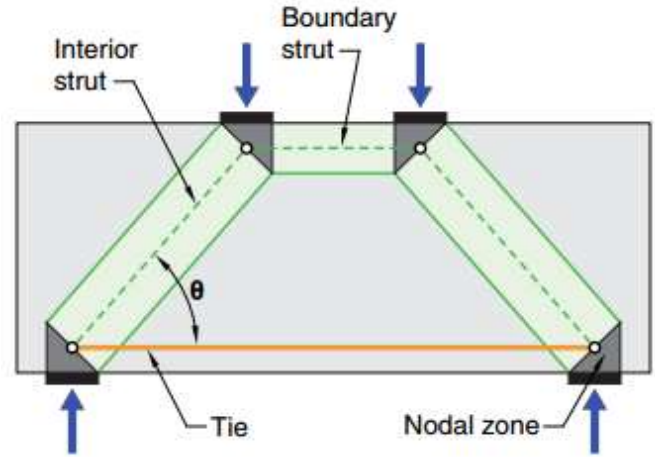


Fig. R23.2.1-Description of strut-and-tie model.

الشكل. R23.2.1- وصف نموذج الركيزة - شداد.

**23.2.2** Geometry of the idealized truss shall be consistent with the dimensions of the struts, ties, nodal zones, bearing areas, and supports.

**23.2.2** يجب أن تكون هندسة الجملون المثالية متوافقة مع أبعاد الركائز والشدادات والمناطق العقدية ومناطق التحميل والركائز.

**R23.2.2** The struts, ties, and nodal zones making up the strut-and-tie model all have finite widths, typically in the plane of the model, and thicknesses, typically the out-of-plane dimension of the structure, which should be taken into account in selecting the dimensions of the truss. Figures R23.2.2(a) and (b) show a node and the corresponding nodal zone. The vertical and horizontal forces equilibrate the forces in the inclined strut.

**R23.2.2** الركائز ، والشدادات ، والمناطق العقدية التي تشكل نموذج ركيزة - شداد، كلها ذات عرض محدود ، عادةً في مستوى النموذج ، والسماكة ، وعادةً ما يكون البعد خارج المستوى للمنشأ ، والذي ينبغي أن تؤخذ في الاعتبار عند اختيار أبعاد الجملون. يوضح الشكلان (a) R23.2.2 و (b) عقدة ومنطقة العقدة المقابلة. القوى الرأسية والأفقية تتوازن القوى في الدعامة المائلة.

If more than three forces act on a nodal zone in a two-dimensional strut-and-tie model, as shown in Fig. R23.2.2(a), it is suggested to resolve some of the forces to form three intersecting forces. The strut forces acting on Faces A-E and C-E in Fig. R23.2.2(a) can be replaced with one force acting on Face A-C as shown in Fig. R23.2.2(b). This force passes through the node at D.

إذا عملت أكثر من ثلاث قوى على منطقة عقدية في نموذج ركيزة - شداد ثنائي الأبعاد، كما هو مبين في الشكل (a) R23.2.2، يُقترح حل بعض القوى لتشكيل ثلاث قوى متقاطعة. يمكن استبدال قوى الركيزة التي تعمل على الوجوه A-E و C-E في الشكل (a) R23.2.2 بقوة واحدة تعمل على الوجه A-C كما هو مبين في الشكلين (b) R23.2.2. هذه القوة يمر عبر العقدة في D.

Alternatively, the strut-and-tie model can be analyzed assuming all the strut forces act through the node at D, as shown in Fig. R23.2.2(c). In this case, the forces in the two struts on the right side of Node D can be resolved into a single force acting through Point D, as shown in Fig. R23.2.2(d).

بدلاً من ذلك، يمكن تحليل نموذج ركيزة - شداد بافتراض أن جميع قوى الدعامات تعمل من خلال العقدة عند D ، كما هو مبين في الشكل (c) R23.2.2. في هذه الحالة، يمكن حل القوى الموجودة في الركائز الموجودة على الجانب الأيمن من العقدة D في قوة واحدة تعمل من خلال النقطة D ، كما هو مبين في الشكل (d) R23.2.2.

If the width of the support in the direction perpendicular to the member is less than the width of the member, transverse reinforcement may be required to restrain vertical splitting in the plane of the node. This can be modeled using a transverse strut-and-tie model.

إذا كان عرض الركيزة في الاتجاه العمودي للعنصر أقل من عرض العنصر، فقد تكون هناك حاجة إلى تسليح عرضي لتقييد التقسيم العمودي في مستوى العقدة. هذا يمكن أن يكون بدون استخدام نموذج ركيزة - شداد.

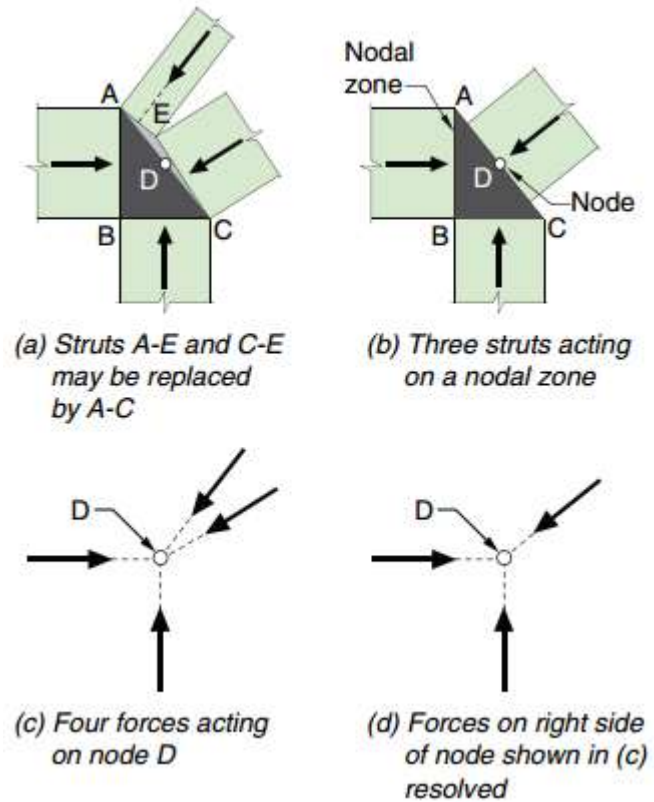


Fig. R23.2.2—Resolution of forces on a nodal zone.

الشكل 23.2.2 - إعادة حل القوى على منطقة العقدة.



**23.2.3** Strut-and-tie models shall be capable of transfer- ring all factored loads to supports or adjacent B-regions.

**23.2.3** يجب أن تكون نماذج ركيزة -شدد قادرة على نقل جميع الأحمال المصعدة إلى حلقات الركائز أو مناطق مجاورة لـ B.

**23.2.4** The internal forces in strut-and-tie models shall be in equilibrium with the applied loads and reactions.

**23.2.4** يجب أن تكون القوى الداخلية في نماذج ركيزة - شدد متوازنة مع الأحمال وردود الأفعال المطبقة.

**23.2.5** Ties shall be permitted to cross struts and other ties.

**23.2.5** يجب السماح للشدادات بعبور الدعامات والشدادات الأخرى.

**23.2.6** Struts shall intersect or overlap only at nodes.

**23.2.6** الدعامات تتقاطع أو تتداخل فقط في العقد.

**R23.2.3** The analysis results from the strut-and-tie method represent lower-bound strength limit states. Section 23.5.1 requires distributed reinforcement in D-regions designed by this chapter unless struts are laterally restrained. Distributed reinforcement in D-regions will improve serviceability performance. In addition, crack widths in a tie can be controlled using 24.3.2, assuming the tie is encased in a prism of concrete corresponding to the area of the tie from R23.8.1.

**R23.2.3** تمثل نتائج التحليل من طريقة ركيزة - شدد حالات حد المقاومة الأدنى. يتطلب القسم 23.5.1 تسليح موزع في المناطق D المصممة بواسطة هذا الفصل ما لم يتم تقييد الدعامات جانبياً. سيعمل التسليح الموزع في المناطق D على تحسين أداء إمكانية الخدمة. بالإضافة إلى ذلك ، يمكن التحكم في عرض التشقق في الشداد باستخدام 24.3.2 ، بافتراض أن الشداد مغطى بمنشور من الخرسانة المقابلة لمساحة الشداد من R23.8.1.

**R23.2.6** A hydrostatic nodal zone, by definition, has equal stresses on the loaded faces; these faces are perpendicular to the axes of the struts and ties that act on the node. This type of node is considered a hydrostatic nodal zone because the in-plane stresses are the same in all directions. Strictly speaking, this terminology is incorrect because the in-plane stresses are not equal to the out-of-plane stresses.

**R23.2.6** منطقة العقدة الهيدروستاتيكي ، بحكم التعريف ، لهما أجهادات متساوية على الأوجه المحملة ؛ هذه الأوجه عمودية على محاور الدعامات والشدادات التي تعمل على العقدة. يُعتبر هذا النوع من العقدة منطقة العقدة الهيدروستاتيكية لأن الإجهادات في المستوى هي نفسها في جميع الاتجاهات. بالمعنى الدقيق للكلمة، هذه المصطلحات غير صحيحة لأن الإجهادات داخل المستوى لا تساوي الإجهادات الخارجة عن المستوى.

Figure R23.2.6a(i) shows a C-C-C nodal zone. If the stresses on the face of the nodal zone are the same in all three struts, the ratios of the lengths of the sides of the nodal zone,  $w_n1:w_n2:w_n3$ , are in the same proportions as the three forces,  $C1:C2:C3$ .

يوضح الشكل 23.2.6 أ (ط) منطقة العقدة C-C-C. إذا كانت الإجهادات على وجه منطقة العقدة هي نفسها في جميع الدعامات الثلاثة، فإن نسب أطوال جوانب منطقة العقدة ،  $w_n1: w_n2: w_n3$  ، تكون بنفس نسب القوى الثلاث ،  $C1: C2: C3$ .

A C-C-T nodal zone can be represented as a hydrostatic nodal zone if the tie is assumed to extend through the node and is anchored by a plate on the far side of the node, as shown in Fig. R23.2.6a(ii), provided that the size of the plate results in bearing stresses that are equal to the stresses in the struts. The bearing plate on the left side of Fig. R23.2.6a(ii) is used to represent an actual tie anchorage. The tie force can be anchored by a plate or through embedment of straight bars (Fig. R23.2.6a(iii)), headed bars, or hooked bars. For non-hydrostatic nodes, the face with the highest stress will control the dimensions of the node.

يمكن تمثيل منطقة العقدة CCT كمنطقة عقدة هيدروستاتيكية إذا افترض أن الشدائد تمتد عبر العقدة ويثبت بواسطة صفيحة على الجانب البعيد من العقدة، كما هو مبين في الشكل (ii) R23.2.6a، بشرط أن حجم الصفيحة يؤدي إلى تحمل الاجهادات التي تساوي الاجهادات الموجودة في الدعامات. يتم استخدام صفيحة تحميل على الجانب الأيسر من الشكل (ii) R23.2.6a لتمثيل تثبيت الشدائد الفعلي. يمكن تثبيت قوة الشدائد بواسطة صفيحة أو من خلال أسياخ مستقيمة (الشكل (i) R23.2.6a) أو أسياخ ذات رأس أو للأسياخ المعكوفة. بالنسبة للعقد الغير هيدروستاتيكية، فإن الوجه ذو اجهاد عالي يتحكم في أبعاد العقدة.

The lightly shaded area in Fig. R23.2.6a(ii) is an extended nodal zone. An extended nodal zone is that portion of a member bounded by the intersection of the effective strut width  $w_s$  and the effective tie width  $w_t$ .

المنطقة المظللة مرفق في الشكل (ii) R23.2.6a هي منطقة عقدية ممتدة. المنطقة العقدية الممتدة هي ذلك الجزء من العنصر الذي يحده تقاطع عرض دعامة فعال  $w_s$  وعرض الشدائد الفعال  $w_t$ .

For equilibrium, at least three forces should act on each node in a strut-and-tie model, as shown in Fig. R23.2.6c. Nodes are classified according to the signs of these forces. A C-C-C node resists three compressive forces, a C-C-T node resists two compressive forces and one tensile force, and a C-T-T node resists one compressive force and two tensile forces.

من أجل التوازن، يجب أن تعمل ثلاث قوى على الأقل على كل عقدة في نموذج ركيزة - شدائد، كما هو موضح في الشكل R23.2.6c. وتصنف العقد وفقاً لعلامات هذه القوى. تقاوم العقدة C-C-C ثلاث قوى ضغط، بينما تقاوم العقدة C-C-T قوتين ضغط وقوة شد واحدة، بينما تقاوم العقدة C-T-T قوة ضغط واحدة وقوى شد.

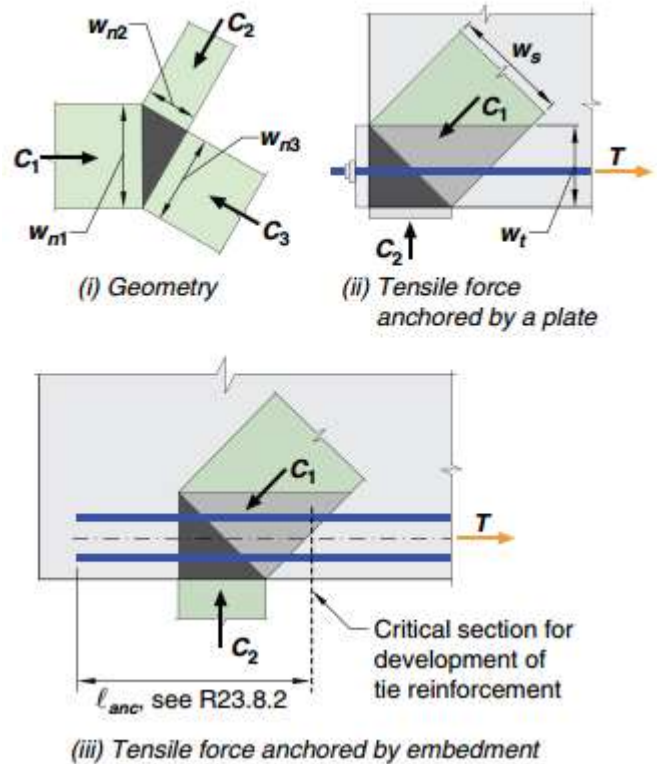


Fig. R23.2.6a—Hydrostatic nodes.

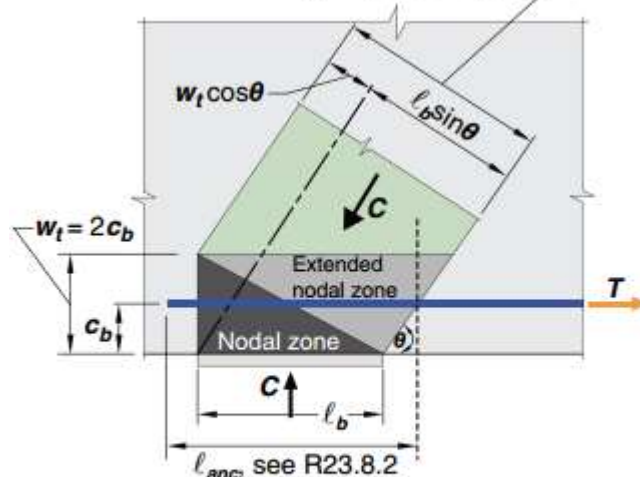
الشكل a23.2.6 - العقد الهيدروستاتيكية.

CODE  
الكود

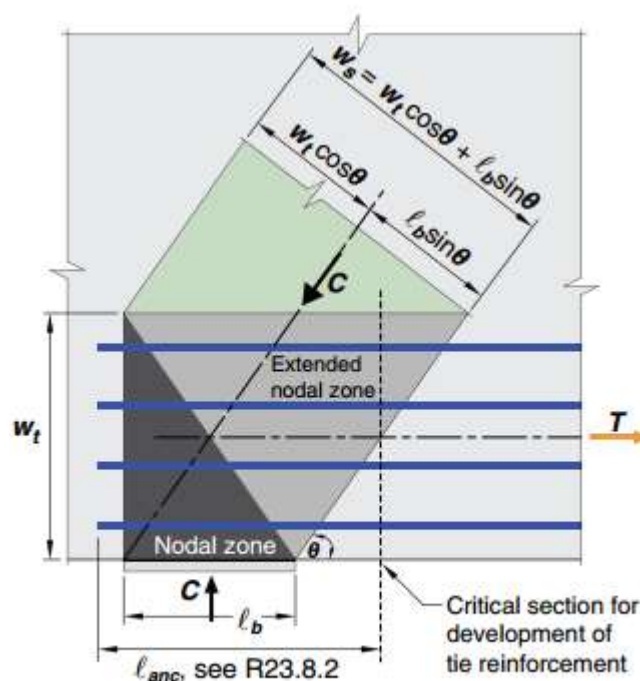
## COMMENTARY

## التعليق

$$w_s = w_t \cos \theta + \ell_b \sin \theta \quad \triangleright$$



(i) *One layer of reinforcement*



(ii) *Distributed reinforcement*

**Fig. R23.2.6b**—Extended nodal zone showing the effect of the distribution of the force.

الشكل 23.2.6 ب. ب- المنطقة العقدية الممتدة التي تبين تأثير توزيع القوة.

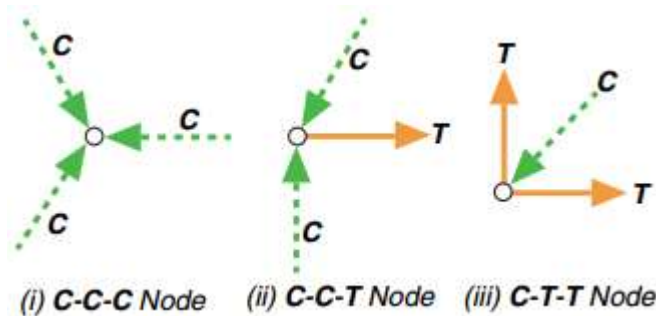


Fig. R23.2.6c-Classification of nodes.

الشكل 23.2.6 ج - تصنيف العقد.

**23.2.7** The angle between the axes of any strut and any tie entering a single node shall be at least 25 degrees.

**23.2.7** يجب ألا تقل الزاوية بين محاور أي ركيزة وأي شداد يدخل عقدة واحدة عن 25 درجة.

**R23.2.7** The angle between the axes of a strut and a tie acting on a node should be large enough to mitigate cracking and to avoid incompatibilities due to shortening of the strut and lengthening of the tie occurring in approximately the same direction. This limitation on the angle prevents modeling shear spans in slender beams using struts inclined at less than 25 degrees from the longitudinal reinforcement (Muttoni et al. 1997).

**R23.2.7** يجب أن تكون الزاوية بين محاور الركيزة والشداد تعمل على عقدة كبيرة بما يكفي لتخفيف التشقق وتجنب عدم التوافق بسبب تقصير الركيزة وتطويل الشداد التي تحدث في نفس الاتجاه تقريباً. يمنع هذا الحد على الزاوية نمذجة بحور القص في الكمرات النحيفة باستخدام الركائز المائلة بأقل من 25 درجة من التسليح الطولي (Muttoni et al. 1997).

In some cases, strut-and-tie models can be adjusted to satisfy this requirement without excluding transverse reinforcement close to concentrated loads or reactions as illustrated in Fig. R23.2.7.

في بعض الحالات ، يمكن تعديل نماذج ركيزة – شداد لتلبية هذا الشرط دون استبعاد التسليح العرضي بالقرب من الأحمال المركزة أو ردود الأفعال كما هو موضح في الشكل R23.2.7.

**23.2.8** The effects of prestressing shall be included in the strut-and-tie model as external loads with load factors in accordance with 5.3.11. For pretensioned members, it shall be permitted to assume that the prestress force is applied at the end of the strand transfer length.

**23.2.8** يجب تضمين تأثيرات الإجهاد المسبق في نموذج ركيزة – شداد كأحمال خارجية مع معاملات الحمل وفقاً لـ 5.3.11. بالنسبة للعناصر مسبقة الشد ، يُسمح بافتراض أن قوة الإجهاد تطبق في نهاية طول النقل للدعامة.

**23.2.9** Deep beams designed using strut-and-tie models shall satisfy 9.9.2.1, 9.9.3.1, and 9.9.4.

**23.2.9** يجب أن تستوفي الكمرات العميقة المصممة باستخدام نماذج ركيزة – شداد بـ 9.9.2.1 و 9.9.3.1 و 9.9.4.

**23.2.10** Brackets and corbels with shear span-to-depth ratio  $a_v/d < 2.0$  designed using strut-and-tie models shall satisfy 16.5.2, 16.5.6, and Eq. (23.2.10).

**23.2.10** يجب أن تستوفي الاكثاف والمساند ذات نسبة البحر الى عمق القص بزاوية  $a_v/d < 2.0$  المصممة باستخدام ركيزة – شداد 16.5.2 و 16.5.6 والمعادلة (23.2.9).

$$A_{sc} \geq 0.04(f'_c/f_y)(b_w d) \quad (23.2.10)$$

**23.2.11** The shear friction requirements of 22.9 shall apply where it is appropriate to consider shear transfer across any given plane, such as an existing or potential crack, an interface between dissimilar materials, or an interface between two concretes cast at different times.

**23.2.11** يجب تطبيق متطلبات احتكاك القص التي تبلغ 22.9 حيث يكون من المناسب التفكير في نقل القص عبر أي مستوى معين ، مثل التشقق الحالي أو المحتمل ، أو سطح التداخل بين مواد غير متشابهة ، أو سطح التداخل بين اثنتين من الخرسانة المصبوبة في أوقات مختلفة.

**R23.2.8** The flow of forces in the strut-and-tie model is unrealistic if prestressing effects are not considered as external loads. Including prestressing effects as external loads is required to identify regions where the effects of other external loads exceed the precompression force and vice versa. Prestressing effects are simulated by concentrated loads at the anchorages and transverse loads equivalent to the effects of tendon deviation or curvature. Provision 5.3.11 requires different load factors depending on the effects of prestressing on the strut-and-tie model. Applying the prestressing force at the end of the transfer length may require a deformed bar tie where the prestress force is being transferred.

**R23.2.8** إن تدفق القوى في نموذج ركيزة – شداد غير واقعي إذا لم يتم اعتبار تأثيرات الإجهاد المسبق كأحمال خارجية. يلزم إدخال تأثيرات الإجهاد المسبق كأحمال خارجية لتحديد المناطق التي تتجاوز فيها تأثيرات الأحمال الخارجية الأخرى قوة الضغط المسبق والعكس صحيح. تتم محاكاة تأثيرات الإجهاد المسبق من خلال الأحمال المركزة في المثبتات والأحمال العرضية المكافئة لتأثيرات انحراف أو أنحناء الكابل. يتطلب البند 5.3.11 عوامل حمل مختلفة اعتماداً على تأثيرات الإجهاد المسبق على نموذج ركيزة – شداد. قد يتطلب تطبيق قوة الإجهاد المسبق في نهاية طول النقل للشداد سيخ محلزنا حيث يتم نقل قوة الإجهاد.

**R23.2.11** A construction joint between a corbel and face of a column is an example of an interface where the shear friction requirements of 22.9 apply.

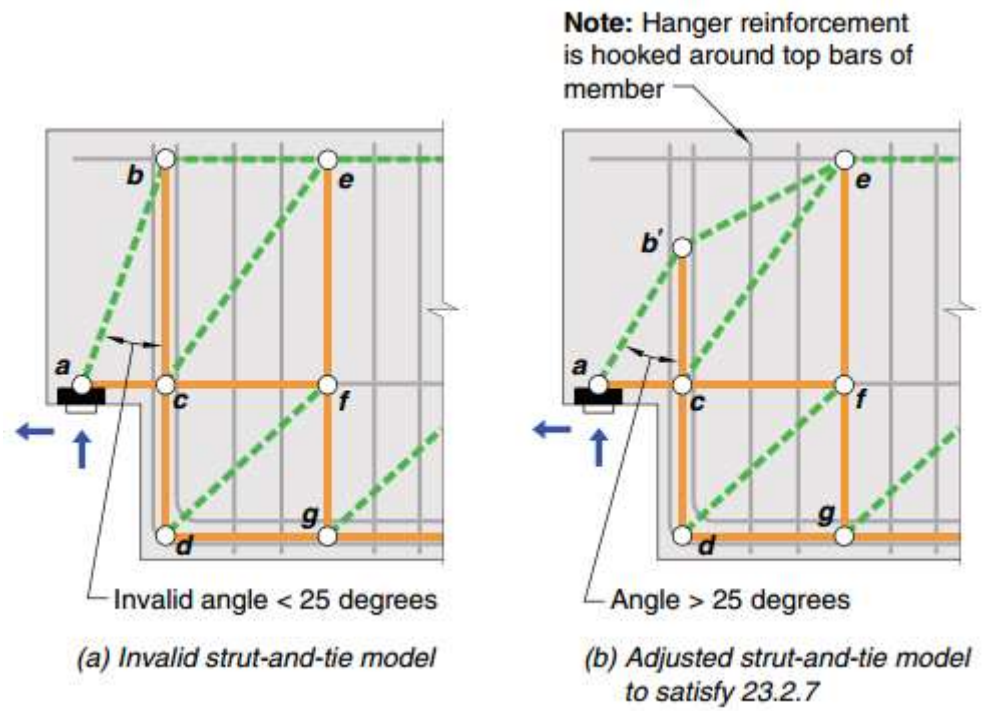
**R23.2.11** يعتبر فاصل البناء بين المسند ووجه العمود مثالاً على سطح التداخل يتم فيها تطبيق متطلبات احتكاك القص في 22.9.

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

**23.2.12** Members designed using strut-and-tie models that are part of seismic-force-resisting system shall meet the additional requirements of 23.11, if applicable.

**23.2.12** يجب أن تستوفي العناصر المصممة باستخدام نماذج ركيزة - شداد التي تشكل جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية بالمتطلبات الإضافية لـ 23.11 ، إن أمكن.



**Fig. R23.2.7**—Strut and-tie model of dapped connection illustrating adjustment to comply with 23.2.7.

الشكل - R23.2.7 نموذج ركيزة - شداد لاتصال منقط يوضح التعديل للتوافق مع 23.2.7.



### 23.3—Design strength

#### 23.3 - المقاومة التصميمية

**23.3.1** For each applicable factored load combination, design strength of each strut, tie, and nodal zone in a strut-and-tie model shall satisfy  $\phi S_n \geq U$ , including (a) through (c):

**23.3.1** لكل تركيبة حمولة مصعدة قابلة للتطبيق ، يجب أن تفي المقاومة التصميمية لكل ركيزة وشداد ومنطقة عقدية في نموذج ركيزة - شداد  $\phi S_n \geq U$  ، بما في ذلك (أ) إلى (ج):

- (a) Struts:  $\phi F_{ns} \geq F_{us}$   
(b) Ties:  $\phi F_{nt} \geq F_{ut}$   
(c) Nodal zones:  $\phi F_{nn} \geq F_{un}$

- (أ) الدعامات:  $\phi F_{ns} \geq F_{us}$   
(ب) الشدادات:  $\phi F_{nt} \geq F_{ut}$   
(ج) المناطق العقدية:  $\phi F_{nn} \geq F_{un}$

23.3.2  $\Phi$  shall be in accordance with 21.2.

23.3.2 يجب أن تكون  $\Phi$  وفقاً للفقرة 21.2.

### 23.4—Strength of struts

#### 23.4 - مقاومة الدعامات

**23.4.1** The nominal compressive strength of a strut,  $F_{ns}$ , shall be calculated by (a) or (b):

**23.4.1** تحسب مقاومة الضغط الاسمية للركيزة،  $F_{ns}$  ، بواسطة (أ) أو (ب):

(a) Strut without longitudinal reinforcement

(أ) الدعامة دون التسليح الطولي  
(23.4.1a)

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs}$$

(b) Strut with longitudinal reinforcement

(ب) الدعامة مع التسليح الطولي  
(23.4.1b)

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} + A_s' f_s'$$

where  $F_{ns}$  shall be evaluated at each end of the strut and taken as the lesser value;  $A_{cs}$  is the cross-sectional area at the end of the strut under consideration;  $f_{ce}$  is given in 23.4.3;  $A_s'$  is the area of compression reinforcement along the length of the strut; and  $f_s'$  is the stress in the compression reinforcement at the nominal axial strength of the strut. It shall be permitted to take  $f_s'$  equal to  $f_y$  for Grade 40 or 60 reinforcement.

حيث يجب تقييم  $F_{ns}$  في نهاية كل طرف من الدعامة وتؤخذ كقيمة أقل ؛  $A_{cs}$  هي مساحة المقطع العرضي في نهاية الدعامة قيد الدراسة ؛ ويرد  $f_{ce}$  في 23.4.3 ؛ كما 'هو مساحة تسليح الضغط على طول الدعامة. و  $f_s'$  هو الاجهاد في تسليح الضغط عند المقاومة المحورية الاسمية للدعامة. يجب أن يأخذ  $f_s'$  'يساوي  $f_y$  لدرجة 40 أو 60 للتسليح.

### R23.3—Design strength

#### R23.3 - المقاومة التصميمية

**R23.3.1** Factored loads are applied to the strut-and-tie model, and the forces in all the struts, ties, and nodal zones are calculated. If several load combinations exist, each should be investigated separately. For a given strut, tie, or nodal zone,  $F_u$  is the largest force in that element for all load combinations considered.

**R23.3.1** يتم تطبيق الأحمال المصعدة على نموذج ركيزة - شداد، ويتم حساب القوى في جميع الدعامات ، والشدادات ، والمناطق العقدية. في حالة وجود العديد من تراكيب الحمل ، يجب التحقق في كل منها على حدة. بالنسبة للركيزة أو شداد أو منطقة عقدية معينة ، فإن  $F_u$  هي أكبر قوة في هذا العنصر لجميع تراكيب الحمل التي تم النظر فيها.

### R23.4—Strength of struts

#### R23.4 - مقاومة الدعامات

**R23.4.1** The width of strut,  $w_s$ , used to calculate  $A_{cs}$  is the dimension perpendicular to the axis of the strut at the ends of the strut. This strut width is illustrated in Fig. R23.2.6a(i) and Fig. R23.2.6b. If two-dimensional strut-and-tie models are appropriate, such as for deep beams, the thickness of the struts may be taken as the width of the member except at bearing supports where the thickness of the strut must equal the least thickness of the member or supporting element.

The contribution of reinforcement to the strength of the strut is given by the last term in Eq. (23.4.1b). The stress  $f_s'$  in the reinforcement in a strut at nominal strength can be obtained from the strains in the strut when the strut crushes. Detailing requirements in 23.6 must be met including confinement reinforcement to prevent buckling of the strut reinforcement.

**R23.4.1** عرض الركيزة ،  $w_s$  ، يستخدم لحساب  $A_{cs}$  هو البعد العمودي على محور الركيزة في نهايات الركيزة. يوضح عرض الدعامات هذا في الشكلين (i) R23.2.6a والشكل R23.2.6b. إذا كانت نماذج ركيزة - شداد ثنائية الأبعاد مناسبة ، مثل الكمرات العميقة ، فقد يتم اعتبار سمك الدعامات كعرض للعنصر إلا عند ركائز التحميل حيث يجب أن يكون سمك الدعامة مساوياً لأقل سمك عنصر أو عنصر داعم.

يتم إعطاء مساهمة التسليح لمقاومة الدعامة بواسطة المصطلح الأخير في المعادلة (23.4.1b). يمكن الحصول على الإجهاد  $f_s'$  في تسليح الدعامة في المقاومة الاسمية من الانفعالات في الدعامة عندما تتشقق الدعامة. يجب الاستيفاء بالمتطلبات التفصيلية في 23.6 بما في ذلك تسليح لمنع الانبعاج لتسليح الدعامة.

## CODE

### الكود

**23.4.2** Effective compressive strength of concrete in a strut,  $f_{ce}$ , shall be calculated in accordance with 23.4.3 or 23.4.4.

**23.4.2** يتم احتساب مقاومة الضغط الفعالة للخرسانة في الدعامة،  $f_{ce}$  ، وفقاً **23.4.3** أو **23.4.4**.

**23.4.3** Effective compressive strength of concrete in a strut,  $f_{ce}$ , shall be calculated by:

**23.4.3** يتم احتساب مقاومة الضغط الفعالة للخرسانة في الدعامة ،  $f_{ce}$  ، بواسطة:

$$f_{ce} = 0.85 \beta_s \beta_c f_c' \quad (23.4.3)$$

where  $\beta_s$  is in accordance with Table 23.4.3(a) and  $\beta_c$  is in accordance with Table 23.4.3(b).

حيث  $\beta_s$  تتوافق مع الجدول 23.4.3 (أ) و  $\beta_c$  تتوافق مع الجدول 23.4.3 (ب).

## COMMENTARY

### التعليق

**R23.4.2** In design, struts are usually idealized as prismatic compression members. If the area of a strut differs at its two ends, due either to different nodal zone strengths at the two ends or to different bearing lengths, the strut is idealized as a uniformly tapered compression member.

**R23.4.2** في التصميم ، عادةً ما تكون الدعامات مثالية لعناصر الضغط المنشورية. إذا اختلفت مساحة الدعامة عند طرفيها ، إما بسبب مقاومة مختلفة في منطقة عقدية عند الطرفين أو لأطوال التحميل المختلفة ، تكون الدعامة مثالية كعنصر ضغط متدرج بشكل منتظم.

**R23.4.3** The strength coefficient  $0.85f_c'$  in Eq. (23.4.3) represents the effective concrete strength under sustained compression, similar to that used in Eq. (22.4.2.2) and (22.4.2.3). The value of  $\beta_s$  in (a) of Table 23.4.3(a) applies, for example, to a transverse model of a ledger beam used to proportion hanger and ledge reinforcement, where longitudinal tension in the flange reduces the strength of the transverse struts. The low value of  $\beta_s$  reflects that these struts need to transfer compression in a zone where tensile stresses act perpendicular to the plane of the strut-and-tie model. The value of  $\beta_s$  in (b) of Table 23.4.3(a) applies to a boundary strut and results in a stress state that is comparable to the rectangular stress block in the compression zone of a beam or column. Boundary struts are not subject to transverse tension and therefore have a higher effective strength,  $f_{ce}$ , than interior struts (Fig. R23.2.1). The value of  $\beta_s$  in (c) of Table 23.4.3(a) reflects the beneficial effect of distributed reinforcement.

**R23.4.3** معامل المقاومة  $0.85 f_c'$  في المعادلة (23.4.3) يمثل مقاومة الخرسانة الفعالة تحت الضغط المستمر ، على نفس تلك المستخدمة في المعادلة (22.4.2.2) و (22.4.2.3). تنطبق قيمة  $\beta_s$  في (أ) من الجدول 23.4.3 (أ) ، على سبيل المثال ، على نموذج عرضي للكمرة العرضية المستخدمة لتناسب التسليح المعطى والعرضي ، حيث يقلل الشد الطولي في الشفة العلوية من مقاومة الدعامات العرضية . تؤثر القيمة المنخفضة للعناصر التي تحتاجها هذه الدعامات على تحويل الضغط في منطقة حيث تعمل أجهادات الشد بشكل متعامد على مستوى نموذج ركيزة - شداد. تنطبق قيمة  $\beta_s$  في (ب) من الجدول 23.4.3 (أ) على دعامة حدودية وتنتج حالة إجهاد قابلة للمقارنة مع كتلة الإجهاد المستطيلة في منطقة ضغط للكمرة أو العمود. لا تخضع الدعامات الحدودية للشد العرضي ، وبالتالي تتمتع بمقاومة فعالة أعلى ،  $f_{ce}$  ، من الدعامات الداخلية (الشكل R23.2.1). وتنعكس قيمة  $\beta_s$  في (ج) من الجدول 23.4.3 (أ) التأثير النافع للتسليح الموزع.

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

Table 23.4.3(a)—Strut coefficient  $\beta_s$ 

الجدول 23.4.3 (أ) - معامل الركيزة

Strut location	Strut type	Criteria	$\beta_s$	
Tension members or tension zones of members	Any	All cases	0.4	(a)
All other cases	Boundary struts	All cases	1.0	(b)
	Interior struts	Reinforcement satisfying (a) or (b) of Table 23.5.1	0.75	(c)
		Located in regions satisfying 23.4.4	0.75	(d)
		Beam-column joints	0.75	(e)
		All other cases	0.4	(f)

Table 23.4.3(b)—Strut and node confinement modification factor  $\beta_c$ الجدول 23.4.3 (ب) - معامل تعديل حصر العقدة والركيزة  $\beta_c$ 

Location	$\beta_c$		
<ul style="list-style-type: none"> <li>End of a strut connected to a node that includes a bearing surface</li> <li>Node that includes a bearing surface</li> </ul>	Lesser of	$\sqrt{A_2/A_1}$ , where $A_1$ is defined by the bearing surface	(a)
		2.0	(b)
Other cases	1.0		(c)

The value of  $\beta_s$  in (d) of Table 23.4.3(a) applies to interior struts in regions with sufficient diagonal tension strength to satisfy Eq. (23.4.4). The value of  $\beta_s$  in (e) of Table 23.4.3(a) reflects the requirements for reinforcement or confinement of beam column joints in Chapter 15. The value of  $\beta_s$  in (f) of Table 23.4.3(a) is reduced to preclude diagonal tension failure in regions without transverse reinforcement that do not meet or are not evaluated under 23.4.4. Evaluation of test results from the ACI shear database for members without transverse reinforcement indicates that diagonal tension failures are precluded if struts are proportioned based on  $\beta_s$  of 0.4 (Reineck and Todisco 2014). The ACI shear database includes test results for specimens with an average  $d$  of 380 mm and not exceeding 960 mm; therefore, size effect would not be expected to significantly reduce the strength of members of this size. Because size effect may be significant for deeper members without transverse reinforcement, evaluation in accordance with Eq. (23.4.4) is considered appropriate. The influence of concrete confinement on the effective compressive strength of a strut or node is taken into account by  $\beta_c$ . The bearing surface can be a bearing plate or the area from a well-defined compressive load from another member, such as a column. It is the same confining effect as used for bearing areas in 22.8.3.

The increase in compressive strength associated with the confinement provided by surrounding concrete for a strut-and-tie model is described by Tuchscherer et al. (2010) and Breen et al. (1994).

تطبق قيمة  $\beta_s$  في (د) من الجدول 23.4.3 (أ) على الدعامات الداخلية في المناطق ذات مقاومة شد قطرية كافية لتلبية المعادلة (23.4.4). قيمة  $\beta_s$  في (هـ) من الجدول 23.4.3 (أ) تعكس متطلبات تسليح أو حصر وصلات كمرة عمود في الفصل 15. يتم تخفيض قيمة  $\beta_s$  في (و) من الجدول 23.4.3 (أ) إلى منع انهيار الشد القطري في المناطق التي لا يوجد بها تسليح عرضي لا تلي أو لا يتم تقييمها بموجب 23.4.4. يشير تقييم نتائج الاختبار من قاعدة بيانات القص للـ ACI للعناصر دون تسليح عرضي إلى أن حالات انهيار الشد القطري تكون مستبعدة إذا كانت الدعامات متناسبة على أساس  $\beta_s$  0.4 (Reineck and Todisco 2014). تتضمن قاعدة بيانات القص ACI نتائج الاختبار للعينات بمتوسط د 380 مم ولا يتجاوز 960 مم؛ لذلك، لا يتوقع أن يؤثر الحجم الكبير بشكل ملحوظ على مقاومة العناصر بهذا الحجم. نظرًا لأن تأثير الحجم قد يكون مهمًا للعناصر العميقة دون تسليح عرضي، يتم التقييم وفقًا للمعادلة (23.4.4). تعتبر مناسبة. يؤخذ في الاعتبار تأثير حصر الخرسانة على مقاومة الضغط الفعالة للدعامة أو العقدة بواسطة  $\beta_c$ . يمكن أن يكون سطح المحمل عبارة عن لوح التحميل أو المساحة من حمل الضغط المحدد جيدًا من عنصر آخر، مثل العمود. وهو نفس التأثير المحصور المستخدم في مناطق التحميل في 22.8.3. تم وصف الزيادة في مقاومة الضغط المرتبطة بالحصر الذي توفره الخرسانة المحيطة لنموذج ركيزة - شداد بواسطة Tuchscherer et al. (2010) وبرين وآخرون. (1994).

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

23.4.4 If use of  $\beta_s$  of 0.75 is based on line (d) of Table 23.4.3(a), member dimensions shall be selected to satisfy Eq. (23.4.4), where  $\lambda_s$  is defined in 23.4.4.1.

23.4.4 إذا كان استخدام  $\beta_s$  قدره 0.75 يستند إلى السطر (د) من الجدول 23.4.3 (أ) ، يتم اختيار أبعاد العنصر لتلبية المعادلة (23.4.4) ، حيث يُحدد  $\lambda_s$  في 23.4.4.1.

$$V_u \leq 0.42 \phi \tan \theta \lambda_s \sqrt{f'_c} b_w d \quad (23.4.4)$$

23.4.4 Equation (23.4.4) is intended to preclude diagonal tension failure. In discontinuity regions, diagonal tension strength increases as the strut angle increases. For very steeply inclined struts,  $V_u$  can exceed  $0.83 \phi \lambda_s \sqrt{f'_c} b_w d$ .

23.4.4 الغرض من المعادلة (23.4.4) هو منع انهيار الشد القطري. في المناطق الغير مستمرة، تزداد مقاومة الشد القطري مع زيادة زاوية الدعمة. بالنسبة إلى الركائز شديدة الميل ، يمكن أن يتجاوز  $V_u$   $0.83 \phi \lambda_s \sqrt{f'_c} b_w d$ .

23.4.4.1 The size effect modification factor,  $\lambda_s$ , shall be determined by (a) or (b), as applicable:

(a) If distributed reinforcement is provided in accordance with 23.5,  $\lambda_s$  shall be taken as 1.0.

(b) If distributed reinforcement is not provided in accordance with 23.5,  $\lambda_s$  shall be taken in accordance with Eq. (23.4.4.1).

23.4.4.1 تم تحديد معامل التعديل لتأثير الحجم ،  $\lambda_s$  بواسطة (أ) أو (ب) ، حسب الحاجة للتطبيق:

(أ) إذا تم توفير التسليح الموزع وفقاً لـ 23.5 ، فسيتم أخذ  $\lambda_s$  1.0. (ب) إذا لم يتم توفير التسليح الموزع وفقاً لـ 23.5 ، يتم أخذ  $\lambda_s$  وفقاً للمعادلة (23.4.4.1).

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0.004d}} \leq 1 \quad (23.4.4.1)$$

**23.5—Minimum distributed reinforcement**

**23.5.1** In D-regions designed using the strut-and-tie method, minimum distributed reinforcement shall be provided across the axes of interior struts in accordance with Table 23.5.1.

- 23.5 الحد الأدنى من التسليح الموزع  
23.5.1 في المناطق D المصممة باستخدام طريقة ركيزة - شداد ، يجب توفير الحد الأدنى من التسليح الموزع عبر محاور الدعامات الداخلية وفقاً للجدول 23.5.1.

**Table 23.5.1—Minimum distributed reinforcement**

الجدول 23.5.1 - الحد الأدنى من التسليح الموزع

Lateral restraint of strut	Reinforcement configuration	Minimum distributed reinforcement ratio	
Not restrained	Orthogonal grid	0.0025 in each direction	(a)
	Reinforcement in one direction crossing strut at angle $\alpha_1$	$\frac{0.0025}{\sin^2 \alpha_1}$	(b)
Restrained	Distributed reinforcement not required		(c)

**23.5.2** Distributed reinforcement required by 23.5.1 shall satisfy (a) and (b):

- (a) Spacing shall not exceed 300 mm  
(b) Angle  $\alpha_1$  shall not be less than 40 degrees.

23.5.2 يجب أن يفي التسليح الموزع المطلوب في 23.5.1 (أ) و (ب):  
(أ) يجب ألا يتجاوز التباعد 300 ملم  
(ب) يجب ألا تقل الزاوية  $\alpha_1$  عن 40 درجة.

**23.5.3** Struts are considered laterally restrained if they are restrained perpendicular to the plane of the strut-and-tie model in accordance with (a), (b), or (c):

- (a) The discontinuity region is continuous perpendicular to the plane of the strut-and-tie model.  
(b) The concrete restraining the strut extends beyond each side face of the strut a distance not less than half the width of the strut.  
(c) The strut is in a joint that is restrained in accordance with 15.2.5 or 15.2.6.

23.5.3 تعتبر الدعامات مقيدة بشكل جانبي إذا كانت مقيدة بشكل متعامد على مستوى نموذج ركيزة - شداد وفقاً لـ (أ) أو (ب) أو (ج):  
(أ) منطقة الانقطاع متعامدة بشكل مستمر مع مستوى نموذج ركيزة - شداد.  
(ب) تمتد الدعامات الخرسانية المقيدة إلى ما بعد كل جانب من جوانب الدعامات بمسافة لا تقل عن نصف عرض الدعامات.  
(ج) تكون الدعامات في مفصل مقيد وفقاً لـ 15.2.5 أو 15.2.6.

**23.5.4** Reinforcement required in 23.5.1 shall be developed beyond the extent of the strut in accordance with 25.4.

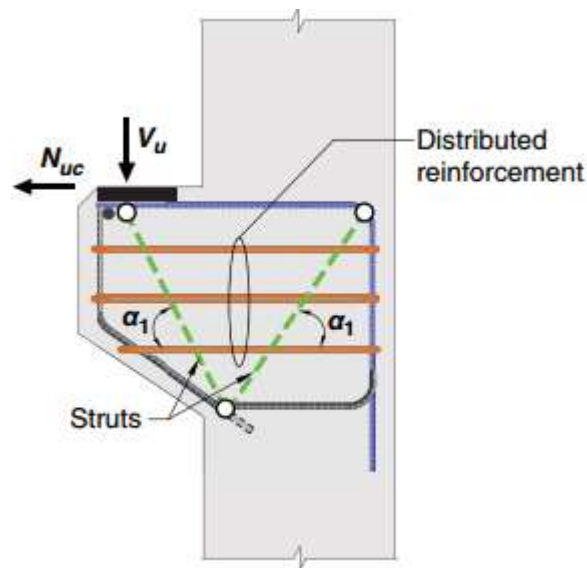
23.5.4 يجب تثبيت التسليح المطلوب في 23.5.1 بما يتجاوز امتداد الدعامات وفقاً لـ 25.4.

**R23.5—Minimum distributed reinforcement**

The strut-and-tie method is derived from the lower-bound theorem of plasticity; therefore, a member designed using this method requires sufficient reinforcement to promote redistribution of the internal forces in the cracked state (Marti 1985). In addition to allowing force redistribution, distributed reinforcement controls cracking at service loads and promotes ductile behavior (Smith and Vantsiotis 1982; Rogoswky and MacGregor 1986; Tan et al. 1977). Interior struts are typically oriented parallel to compression fields and are therefore oriented perpendicular to diagonal tension fields. Tensile stresses across the strut may also develop where compressive stress at the node spreads out along the length of a strut. Minimum distributed reinforcement helps control cracking from these tensile stresses. The distributed reinforcement ratio required by 23.5.1 is the total on both faces plus any interior layers placed in wide members. Figure R23.5.1 illustrates unidirectional distributed reinforcement crossing interior struts at angle  $\alpha_1$ . Although minimum distributed reinforcement is not required where interior struts are laterally restrained, distributed reinforcement may be beneficial in large discontinuity regions. A continuous corbel supporting a slab is an example of a discontinuity region that includes struts that are laterally restrained in accordance with 23.5.3(a). Pile caps and beam ledges supporting concentrated loads are examples of discontinuity regions that include struts that are laterally restrained in accordance with 23.5.3(b). The side faces of the strut in 23.5.3(b) are the faces parallel to the plane of the model. For pile caps evaluated using three-dimensional strut and-tie models, the plane of the model in 23.5.3 is defined by the strut in question and the pile to which it connects.

- R23.5 الحد الأدنى من التسليح الموزع  
يتم اشتقاق طريقة ركيزة - شداد من نظرية اللدونة ذات الحد الأدنى ؛ لذلك ، يتطلب العنصر المصمم باستخدام هذه الطريقة تسليحاً كافياً لتعزيز إعادة توزيع القوى الداخلية في حالة التشقق (Marti 1985) بالإضافة إلى السماح بإعادة توزيع القوة ، فإن التسليح الموزع يتحكم بالتشقق في أحمال الخدمة وتزز السلوك المرن (Smith and Vantsiotis 1982 ؛ Rogoswky and MacGregor 1986 ؛ Tan et al. 1977) عادة ما تكون الدعامات الداخلية متوازية مع حقول الضغط ، وبالتالي يتم توجيهها بشكل عمودي على حقول الشد القطري. قد تتطور أجهادات الشد عبر الدعامات أيضاً حيث ينتشر أجهاد الضغط في العقدة على طول الدعامات. الحد الأدنى من التسليح الموزع يساعد على التحكم في التشقق لأجهادات الشد هذه. نسبة التسليح الموزع المطلوب في 23.5.1 هي الإجمالي على كلا الوجهين بالإضافة إلى أي طبقات داخلية موضوعة في عناصر عريضة. يوضح الشكل R23.5.1 دعامات التسليح الموزع أحادي الاتجاه للدعامات الداخلية بزاوية  $\alpha_1$  على الرغم من أن الحد الأدنى من التسليح الموزع غير مطلوب عندما تكون الدعامات الداخلية مقيدة بشكل جانبي ، فقد يكون التسليح الموزع مفيداً في مناطق الانقطاعات الكبيرة. إن المساند المستمرة التي تدعم البلاطة هو مثال على منطقة الانقطاع التي تتضمن الدعامات المقيدة جانبياً وفقاً لـ 23.5.3 (أ). تعتبر تاج الخوازيق وحواف الكمرات التي تدعم الأحمال المركزة أمثلة على مناطق الانقطاع التي تتضمن الدعامات المقيدة جانبياً وفقاً لـ 23.5.3 (ب). الأوجه الجانبية للدعامات في 23.5.3 (ب) هي الأوجه الموازية لمستوى النموذج. بالنسبة إلى تاج الخوازيق التي تم تقييمها باستخدام نماذج ركيزة - شداد ثلاثية الأبعاد ، يتم تعريف مستوى النموذج في 23.5.3 من خلال الدعامات المعنية والخوازيق التي يتصل بها.





*Distributed reinforcement crossing interior struts. Note that  $\alpha_1$  is different for the two struts above; the minimum distributed reinforcement ratio is controlled by the smaller angle  $\alpha_1$ .*

توزيع التسليح الموزع عبر الدعامات الداخلية. لاحظ أن  $\alpha_1$  تختلف عن الدعامتين أعلاه ؛ يتم التحكم في الحد الأدنى لنسبة التسليح الموزع بواسطة الزاوية الأصغر  $\alpha_1$ .

**Fig. R23.5.1**—Distributed reinforcement crossing interior struts.

الشكل —R23.5.1. التسليح الموزع عبر الدعامات الداخلية.



## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

## 23.6 —Strut reinforcement detailing

## R23.6—Strut reinforcement detailing

## 23.6 –تفاصيل تسليح الدعامات

## 23.6 –تفاصيل تسليح الدعامات

23.6.1 Compression reinforcement in struts shall be parallel to the axis of the strut and enclosed along the length of the strut by closed ties in accordance with 23.6.3 or by spirals in accordance with 23.6.4.

R23.6.1 Refer to R23.4.1.

R23.6.1 الرجوع إلى R23.4.1.

23.6.1 يجب أن يكون تسليح الضغط في الدعامات موازياً لمحور الدعامات ويوضع على طول الدعامات بواسطة روابط مغلقة وفقاً للفقرة 23.6.3 أو بواسطة الكانات الحلزونية وفقاً للفقرة 23.6.4.

23.6.2 Compression reinforcement in struts shall be anchored to develop  $f_s'$  at the face of the nodal zone, where  $f_s'$  is calculated in accordance with 23.4.1.

23.6.2 يجب تثبيت تسليح الضغط في الدعامات لتطويع  $f_s'$  في وجه المنطقة العقدية، حيث يتم حساب  $f_s'$  وفقاً للفقرة 23.4.1.

23.6.3 Closed ties enclosing compression reinforcement in struts shall satisfy 25.7. 2 and this section.

23.6.3 يجب أن تستوفي الروابط المغلقة التي تتضمن تسليح الضغط في الدعامات 25.7.2 وهذا القسم.

23.6.3.1 Spacing of closed ties,  $s$ , along the length of the strut shall not exceed the smallest of (a) through (c):

- (a) Smallest dimension of cross section of strut
- (b)  $48d_b$  of bar or wire used for closed tie reinforcement
- (c)  $16d_b$  of compression reinforcement

23.6.3.1 يجب ألا يتجاوز تباعد الروابط المغلقة، على طول الدعامات، أصغر من (أ) إلى (ج):  
(أ) أصغر بعد للمقطع العرضي للدعامات  
(ب)  $48d_b$  من الأسياخ أو الأسلاك المستخدمة لتسليح الروابط المغلقة  
(ج)  $16d_b$  من تسليح الضغط

23.6.3.2 The first closed tie shall be located not more than  $0.5s$  from the face of the nodal zone at each end of a strut.

23.6.3.2 يجب أن يكون أول رابط مغلق لا يزيد عن  $0.5s$  من وجه منطقة العقدة عند كل طرف للدعامات.

23.6.3.3 Closed ties shall be arranged such that every corner and alternate longitudinal bar shall have lateral support provided by cross ties or the corner of a tie with an included angle of not more than 135 degrees and no longitudinal bar shall be farther than 150 mm clear on each side along the tie from such a laterally supported bar.

R23.6.3.3 Refer to R25.7.2.3.

R23.6.3.3 الرجوع إلى R.2.7.2.3.

23.6.3.3 يتم ترتيب الروابط المغلقة بحيث يكون لكل زاوية وسيخ طولي بديل دعم جانبي متوفر من مقطع الكانة أو زاوية الربطة مع زاوية مضمنة لا تزيد عن 135 درجة ولا يجب أن يكون السبخ الطولي أكثر من 150 مم صافي على كل جانب على طول الربط من هذا السبخ المدعوم جانبياً.

23.6.4 Spirals enclosing compression reinforcement in struts shall satisfy 25.7.3.

23.6.4 يجب أن تستوفي الكانات الحلزونية التي تحتوي على تسليح الضغط في الدعامات 25.7.3.

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

## 23.7 —Strength of ties

## 23.7 - مقاومة الروابط (الشدادات)

23.7.1 Tie reinforcement shall be nonprestressed or prestressed.

23.7.1 يجب أن يكون تسليح الروابط (الشدادات) غير مسبقة الاجهاد أو مسبقة الإجهاد.

23.7.2 The nominal tensile strength of a tie,  $F_{nt}$ , shall be calculated by:

23.7.2 تُحسب مقاومة الشد الاسمية للرباط (الشداد) ،  $F_{nt}$  ، بواسطة:

$$F_{nt} = A_{ts} f_y + A_{tp} \Delta f_p \quad (23.7.2)$$

where  $A_{tp}$  is zero for nonprestressed members.

حيث يكون  $A_{tp}$  صفراً للعناصر الغير مسبقة الاجهاد .

23.7.2.1 In Eq. (23.7.2), it shall be permitted to take  $\Delta f_p$  equal to 420 MPa for bonded prestressed reinforcement and 70 MPa for unbonded prestressed reinforcement. Higher values of  $\Delta f_p$  shall be permitted if justified by analysis, but  $\Delta f_p$  shall not be taken greater than  $(f_{py} - f_{se})$ .

23.7.2.1 في المعادلة (23.7.2) ، يُسمح بأخذ  $\Delta f_p$  يساوي 420 ميغا باسكال من أجل التسليح مسبقة الإجهاد المترابط و 70 ميغا باسكال من أجل التسليح مسبقة الاجهاد الغير مترابط. يُسمح بقيم  $\Delta f_p$  الأعلى إذا تم تبريرها عن طريق التحليل ، ولكن لن يتم أخذ  $\Delta f_p$  أكبر من  $(f_{py} - f_{se})$ .

## R23.7—Strength of ties

## R23.7 - مقاومة الروابط (الشدادات)

R23.7.2 The tie strength in 23.7.2 is based on including any effects of prestressing as external loads in accordance with 23.2.8. The total strength of a prestressed tie is  $A_{tp}(f_{se} + \Delta f_p)$ .

R23.7.2 تعتمد مقاومة الرباط (الشداد) في 23.7.2 على إدخال أي تأثيرات للأجهاد المسبق كأحمال خارجية وفقاً لـ 23.2.8. المقاومة الكلية للرباط ( الشداد ) مسبقة الإجهاد هي  $A_{tp} (f_{se} + \Delta f_p)$ .

### 23.8 —Tie reinforcement detailing

#### 23.8 تفاصيل التسليح للرباط (الشداد)

**23.8.1** The centroidal axis of the tie reinforcement shall coincide with the axis of the tie assumed in the strut-and-tie model.

**23.8.1** يجب أن يتزامن المحور المركزي لتسليح الشداد مع محور الرباط (الشداد) المفترض في نموذج ركيزة - شداد.

**23.8.2** Tie reinforcement shall be anchored by mechanical devices, post-tensioning anchorage devices, standard hooks, or straight bar development in accordance with 23.8.3, except for ties extending from curved-bar nodes designed in accordance with 23.10.

**23.8.2** يجب تثبيت تسليح الرباط (الشداد) بالأجهزة الميكانيكية ، أو أجهزة التثبيت لاحقة الشد ، أو الخطافات القياسية ، أو تثبيت سيخ مستقيم وفقاً للفقرة 23.8.3 باستثناء الروابط (الشدادات) الممتدة من عقد السيخ المنحني المصممة وفقاً لـ 23.10.

**23.8.3** Tie force shall be developed in each direction at the point where the centroid of the reinforcement in the tie leaves the extended nodal zone.

**23.8.3** يجب تطوير مقاومة الرباط (الشداد) في كل اتجاه عند النقطة حيث مركز التسليح للشداد يغادر منطقة العقدة الممتدة.

### R23.8 —Tie reinforcement detailing

#### R23.8 تفاصيل التسليح للرباط (الشداد)

**R23.8.1** The effective tie width assumed in design,  $w_t$ , can vary between the following limits, depending on the distribution of the tie reinforcement:

**R23.8.1** يمكن أن يختلف عرض الشداد الفعال المفترض في التصميم ،  $w_t$  ، بين الحدود التالية ، اعتماداً على توزيع تسليح الرباط (الشداد) :

- (a) If the bars in the tie are in one layer, the effective tie width can be taken as the diameter of the bars in the tie plus twice the cover to the surface of the bars, as shown in Fig. R23.2.6b(i).
- (b) A practical upper limit of the tie width can be taken as the width corresponding to the width in a hydrostatic nodal zone, calculated as  $w_{t,max} = F_{nt}/(f_{cebs})$ , where  $f_{ce}$  is calculated for the nodal zone in accordance with 23.9.2.

If the tie width exceeds the value from (a), the tie reinforcement should be distributed approximately uniformly over the width and thickness of the tie, as shown in Fig. R23.2.6b(ii).

(أ) إذا كانت الاسياخ في الشداد موجودة في طبقة واحدة، فيمكن أخذ عرض الشداد الفعال كقطر الاسياخ في الشداد بالإضافة إلى ضعف الغطاء على سطح الاسياخ ، كما هو مبين في الشكل R23.2.6b (i).  
(ب) يمكن اعتبار الحد الأعلى العملي لعرض الشداد كعرض مطابق للعرض في منطقة عقدية هيدروستاتيكية، محسوباً بـ  $w_{t,max} = F_{nt}/(f_{cebs})$  ، حيث يتم حساب  $f_{ce}$  لمنطقة العقدة وفقاً لـ 23.9.2.  
إذا تجاوز عرض الرباط (الشداد) القيمة من (أ) ، فيجب توزيع تسليح الرباط بشكل منتظم تقريباً على عرض وسمك الرباط ، كما هو مبين في الشكل (R23.2.6b (ii).

**R23.8.2** Anchorage of ties often requires special attention in nodal zones of corbels or in nodal zones adjacent to exterior supports of deep beams. The reinforcement in a tie should be anchored before it exits the extended nodal zone at the point defined by the intersection of the centroid of the bars in the tie and the extensions of the outlines of either the strut or the bearing area. This length is  $\ell_{anc}$ . In Fig. R23.2.6b, this occurs where the outline of the extended nodal zone is crossed by the centroid of the reinforcement in the tie. Some of the anchorage may be achieved by extending the reinforcement through the nodal zone, as shown in Fig. R23.2.6a(iii) and R23.2.6b, and developing it beyond the nodal zone. If the tie is anchored using 90-degree hooks, the hooks should be confined within reinforcement to avoid cracking along the outside of the hooks in the support region.

**R23.8.2** غالباً ما يتطلب تثبيت الروابط (الشدادات) اهتماماً خاصاً في المناطق العقدية من العناصر أو في المناطق العقدية المجاورة للدعامات الخارجية للكمرة العميقة. يجب تثبيت التسليح في الشداد قبل أن يخرج من المنطقة العقدية الممتدة عند النقطة المحددة بواسطة تقاطع مركز الاسياخ في الشداد وتمديدات الخطوط الخارجية إما من الدعامة أو منطقة التحميل. هذا الطول هو  $\ell_{anc}$ . في الشكل R23.2.6b ، يحدث هذا عندما يتم تتجاوز الخطوط الخارجية لمنطقة العقدة الممتدة بواسطة مركز التسليح في الشداد. يمكن تحقيق بعض من التثبيت من خلال تمديد التسليح من خلال منطقة العقد ، كما هو مبين في الشكلين (iii) (R23.2.6a) و R23.2.6b ، وتثبيتاً خارج المنطقة العقدية. إذا تم تثبيت الخطاف باستخدام خطافات بدرجة 90 درجة ، فيجب حصر الخطافات في إطار التسليح لتجنب التشقق على طول الخطافات الخارجية في منطقة الركيزة.

In deep beams, hairpin bars spliced with the tie reinforcement can be used to anchor the tie forces at exterior supports, provided the beam width is large enough to accommodate such bars.

في الكمرات العميقة، يمكن استخدام أسياخ مسامير الغرز الموصلة بتسليح الرباط لتثبيت قوى الرباط في الدعامات الخارجية، بشرط أن يكون عرض الكمر كبيراً بما يكفي لاستيعاب هذه الأسياخ.

Figure R23.8.2 shows two ties anchored at a nodal zone. Development is required where the centroid of the tie crosses the outline of the extended nodal zone.

يُظهر الشكل R23.8.2 اثنين من الشدادات المثبتة في منطقة العقدة. التثبيت مطلوب حيث يعبر مركز الشداد الخطوط الخارجية لمنطقة العقدة الممتدة.

The development length of the tie reinforcement can be reduced through hooks, headed bars, mechanical devices, additional confinement, or by splicing it with layers of smaller bars.

يمكن تقليل طول التثبيت لتسليح الشداد من خلال الخطافات أو الأسياخ ذات رأس أو الأجهزة الميكانيكية أو الحصر الإضافي أو عن طريق توصيلها بطبقات من الأسياخ الأصغر.

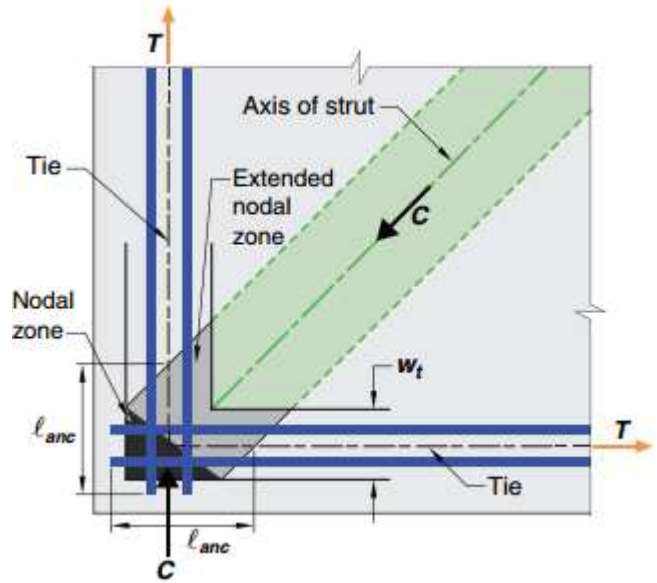


Fig. R23.8.2—Extended nodal zone anchoring two ties.

الشكل - R23.8.2 منطقة العقدة الممتدة التي تثبت الشدادين.

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

## 23.9 —Strength of nodal zones

## R23.9—Strength of nodal zones

## 23.9 - مقاومة منطقة العقد

## 23.9 - مقاومة منطقة العقد

23.9.1 The nominal compressive strength of a nodal zone,  $F_{nn}$ , shall be calculated by:

23.9.1 مقاومة الضغط الاسمية لمنطقة العقدة،  $F_{nn}$ ، يتم حسابها بواسطة:

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} \quad (23.9.1)$$

where  $f_{ce}$  is defined in 23.9.2 or 23.9.3 and  $A_{nz}$  is given in 23.9.4 or 23.9.5.

حيث يتم تعريف  $f_{ce}$  في 23.9.2 أو 23.9.3 وتعطى  $A_{nz}$  في 23.9.4 أو 23.9.5.

23.9.2 The effective compressive strength of concrete at a face of a nodal zone,  $f_{ce}$ , shall be calculated by:

23.9.2 تُحسب مقاومة الضغط الفعالة للخرسانة على وجه منطقة العقدة،  $f_{ce}$ ، بواسطة:

$$f_{ce} = 0.85 \beta_n \beta_c f'_c \quad (23.9.2)$$

where  $\beta_n$  shall be in accordance with Table 23.9.2 and  $\beta_c$  is in accordance with Table 23.4.3(b).

حيث  $\beta_n$  يجب أن يكون طبقاً للجدول 23.9.2 و  $\beta_c$  مطابق للجدول 23.4.3 (ب).

Table 23.9.2—Nodal zone coefficient  $\beta_n$

الجدول 23.9.2 - معامل منطقة العقد  $\beta_n$

Configuration of nodal zon	$\beta_n$	
Nodal zone bounded by struts, bearing areas, or both	1.0	(a)
Nodal zone anchoring one tie	0.80	(b)
Nodal zone anchoring two or more ties	0.60	(c)

23.9.3 If confining reinforcement is provided within the nodal zone and its effect is documented by tests and analyses, it shall be permitted to use an increased value of  $f_{ce}$  when calculating  $F_{nn}$ .

23.9.3 إذا تم توفير تسليح الحصر داخل المنطقة العقدية وتم توثيق تأثيره من خلال الاختبارات والتحليلات، يجب السماح له باستخدام زيادة قيمة  $f_{ce}$  عند حساب  $F_{nn}$ .

23.9.4 The area of each face of a nodal zone,  $A_{nz}$ , shall be taken as the smaller of (a) and (b):

(a) Area of the face of the nodal zone perpendicular to the line of action of  $F_{us}$

(b) Area of a section through the nodal zone perpendicular to the line of action of the resultant force on the section

23.9.4 تؤخذ مساحة كل وجه من منطقة العقدة،  $A_{nz}$ ، على أنها أصغر من (أ) و (ب):

(أ) مساحة وجه المنطقة العقدية متعامدة على خط عمل  $F_{us}$

(ب) مساحة مقطع ما عبر المنطقة العقدية عمودياً على خط عمل القوة الناتجة على المقطع

R23.9.2 The nodes in two-dimensional models can be classified as shown in Fig. R23.2.6c. The effective compressive strength of the nodal zone is given by Eq. (23.9.2) where the value for  $\beta_n$  is given in Table 23.9.2.

R23.9.2 يمكن تصنيف العقد في النماذج ثنائية الأبعاد كما هو مبين في الشكل R23.2.6c. يتم إعطاء مقاومة الضغط الفعالة للمنطقة العقدية بواسطة المعادلة (23.9.2) حيث ترد قيمة  $\beta_n$  في الجدول 23.9.2.

Lower  $\beta_n$  values reflect the increasing degree of disruption of the nodal zones due to the incompatibility of tensile strains in the ties and compressive strains in the struts. The stress on any face of the nodal zone or on any section through the nodal zone should not exceed the value given by Eq. (23.9.2).

تعكس أقل قيم  $\beta_n$  الدرجة المتزايدة من التمزق في المناطق العقدية بسبب عدم توافق انفعالات الشد في الروابط (الشدادات) وانفعالات الضغط في الدعامات. يجب ألا يتجاوز الإجهاد على أي وجه لمنطقة العقدة أو على أي مقطع من خلال المنطقة العقدية القيمة المعطاة بواسطة المعادلة (23.9.2).

As described in R23.4.3,  $\beta_c$  accounts for the effect of concrete confinement on the effective compressive strength of a node containing a bearing surface.  $\beta_c$  is the same for the node as for the node-strut interface.

كما هو موضح في R23.4.3،  $\beta_c$  يفسر تأثير الحصر الخرساني على مقاومة الضغط الفعالة للعقدة التي تحتوي على سطح التحميل  $\beta_c$ . هو نفسه للعقدة كما هو الحال مع تداخل العقدة - ركيزة.

R23.9.4 If the stresses in all the struts meeting at a node are equal, a hydrostatic nodal zone can be used. The faces of such a nodal zone are perpendicular to the axes of the struts, and the widths of the faces of the nodal zone are proportional to the forces in the struts. Stresses on nodal faces that are perpendicular to the axes of struts and ties are principal stresses, and 23.9.4(a) is used.

R23.9.4 إذا كانت الإجهادات في جميع الدعامات التي تجتمع في عقدة متساوية، يمكن استخدام منطقة عقدية هيدروستاتيكية. تكون أوجه هذه المنطقة العقدية متعامدة مع محاور الدعامات، وتكون عروض أوجه المنطقة العقدية متناسبة مع القوى في الدعامات. الإجهادات على الأوجه العقدية التي هي عمودي على محاور الدعامات والروابط هي الإجهادات الرئيسية، ويستخدم 23.9.4 (أ).

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

23.9.5 In a three-dimensional strut-and-tie model, the area of each face of a nodal zone shall be at least that given in 23.9.4, and the shape of each face of the nodal zone shall be similar to the shape of the projection of the end of the strut onto the corresponding face of the nodal zone.

23.9.5 في نموذج ثلاثي الأبعاد للرباط (الشداد) والدعامات، يجب أن تكون مساحة كل وجه لمنطقة العقدة على الأقل في 23.9.4 ، ويكون شكل كل وجه من منطقة العقدة متماثلاً شكل إسقاط نهاية الدعامة على الوجه المقابل للمنطقة العقدية.

If, as shown in Fig. R23.2.6b(ii), the face of a nodal zone is not perpendicular to the axis of the strut, there will be both shear stresses and normal stresses on the face of the nodal zone. Typically, these stresses are replaced by the normal (principal compressive) stress acting on the cross-sectional area,  $A_{nz}$ , of the strut, taken perpendicular to the axis of the strut as given in 23.9.4(a).

إذا، كما هو مبين في الشكل (ii) R23.2.6b ، فإن وجه المنطقة العقدية ليس عمودياً على محور الدعامة ، فستكون هناك إجهادات قص و شد طبيعية على وجه المنطقة العقدية. عادة، يتم استبدال هذه الاجهادات بضغط طبيعي (ضغط رئيسي) يعمل على مساحة المقطع العرضي ،  $A_{nz}$  ، من الدعامة ، التي يتم أخذها بشكل عمودي على محور الدعامة كما هو موضح في 23.9.4 (أ).



## 23.10—Curved-bar nodes

## 23.10—عقد السبيخ المنحني

**23.10.1** Curved-bar nodes shall be designed and detailed in accordance with this section.

**23.10.1** يتم تصميم وتفصيل عقد السبيخ المنحني وفقاً لهذا القسم.

**23.10.2** If specified clear cover normal to plane of bend is  $2d_b$  or greater, the bend radius  $r_b$  shall be in accordance with (a) or (b), but shall not be less than half the minimum bend diameter specified in 25.3.

**23.10.2** إذا كان الغطاء الصافي المحدد عاديًا لمستوى الانحناء  $2d_b$  أو أكبر ، فإن نصف قطر الانحناء  $r_b$  يجب أن يتوافق مع (أ) أو (ب) ، ولكن يجب ألا يقل عن نصف الحد الأدنى لقطر الانحناء المحدد في 25.3.

(a) Curved bar nodes with bends less than 180 degrees:

(أ) عقد السبيخ المنحني ذات الانحناءات الأقل من 180 درجة:

$$r_b \geq \frac{2A_b f_y}{b_s f'_c} \quad (23.10.2a)$$

(b) Ties anchored by 180-degree bends:

(ب) الروابط (الشدادات) التي تثبت على الانحناءات بزواوية 180 درجة:

$$r_b \geq \frac{1.5A_b f_y}{w_t f'_c} \quad (23.10.2b)$$

## R23.10—Curved-bar nodes

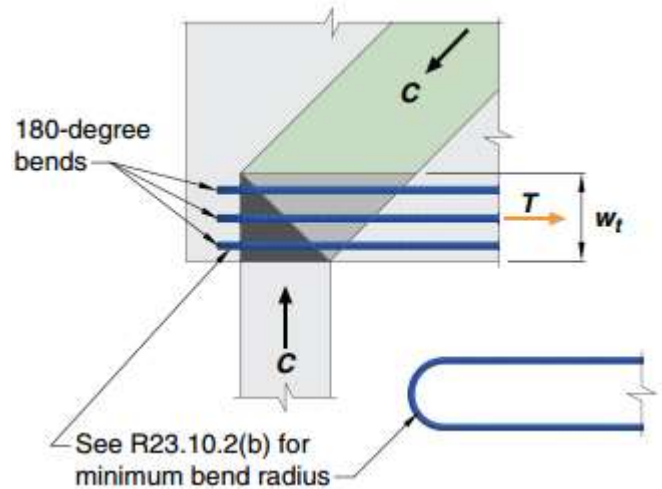
## R23.10—عقد السبيخ المنحني

**R23.10.1** A curved-bar node is formed by the bend region of a continuous reinforcing bar (or bars) where two ties extending from the bend region are intersected by a strut or the resultant of two or more struts (Fig. R23.10.5), or where a single tie is anchored by a 180-degree bend (Fig. R23.10.2).

**R23.10.1** تتشكل عقدة السبيخ المنحني من منطقة الانحناء لسبيخ التسليح المستمر (أو الاسياخ) حيث يتقاطع رابطان يمتدان من منطقة الانحناء بواسطة دعامة أو ناتج عن اثنتين من الدعامات أو أكثر (الشكل (R23.10.5) ، أو عندما يتم تثبيت رابط (شداد) واحد بواسطة انحناء 180 درجة (الشكل (R23.10.2).

**R23.10.2** Equation (23.10.2a) is intended to avoid  $f_{ce}$  exceeding the limit for C-T-T nodes given by 23.9.2 (Klein 2008).  $b_s$  is the width of the strut transverse to the plane of the strut-and-tie model. Equation (23.10.2a) applies whether the tie forces at the node are equal or different; where the tie forces are different,  $f_{cb}$  required by 23.10.6 must also be satisfied. Ties anchored by 180-degree bends can be used at C-C-T nodes, as illustrated in Fig. R23.10.2. The parallel straight legs of the bar(s) that extend into the member form a single tie. Equation (23.10.2b) is intended to ensure that  $f_{ce}$  does not exceed the limit for C-C-T nodes given by 23.9.2. Width  $w_t$  is the effective tie width as illustrated in Fig. R23.10.2.

**R23.10.2** الغرض من المعادلة (23.10.2a) هو تجنب تجاوز  $f_{ce}$  للحد من العقد C-T-T المعطاة في 23.9.2 (Klein 2008).  $b_s$  هو عرض الدعامة العرضية على مستوى نموذج ركيزة - شداد. تنطبق المعادلة (23.10.2a) سواء كانت قوى الرابط عند العقدة متساوية أو مختلفة ؛ حيث تكون قوى الرابط مختلفة ، يجب أيضًا تلبية  $f_{cb}$  المطلوبة في 23.10.6. يمكن استخدام الروابط التي يتم تثبيتها بواسطة انحناءات 180 درجة في العقد C-C-T ، كما هو موضح في الشكل R23.10.2. تشكل الأرجل المستقيمة المتوازية للسبيخ (الاسياخ) التي تمتد إلى العنصر رابطاً واحداً. الغرض من المعادلة (23.10.2b) هو التأكد من أن  $f_{ce}$  لا يتجاوز الحد الأقصى للعقد C-C-T المعطاة في 23.9.2. العرض  $w_t$  هو عرض الربط الفعال كما هو موضح في الشكل R23.10.2.



**Fig. R23.10.2—C-C-T node using ties anchored by 180-degree bends.**

شكل - R23.10.2 عقدة C-C-T باستخدام روابط مثبتة بواسطة انحناءات 180 درجة.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**23.10.3** If specified clear cover normal to plane of bend is less than  $2d_b$ ,  $r_b$  required by 23.10.2 shall be multiplied by the ratio  $2d_b/c_c$ , where  $c_c$  is the specified clear cover to the side face.

**23.10.3** إذا كان الغطاء الصافي المحدد عاديًا إلى مستوى الانحناء أقل من  $2d_b$ ، فيجب ضرب  $r_b$  المطلوب في 23.10.2 في النسبة  $2d_b / c_c$ ، حيث  $c_c$  هو الغطاء الصافي المحدد للوجه الجانبي.

**23.10.4** If curved-bar nodes are formed by more than one layer of reinforcement,  $A_{ts}$  shall be taken as the total area of tie reinforcement, and  $r_b$  shall be taken as the bend radius of the innermost layer.

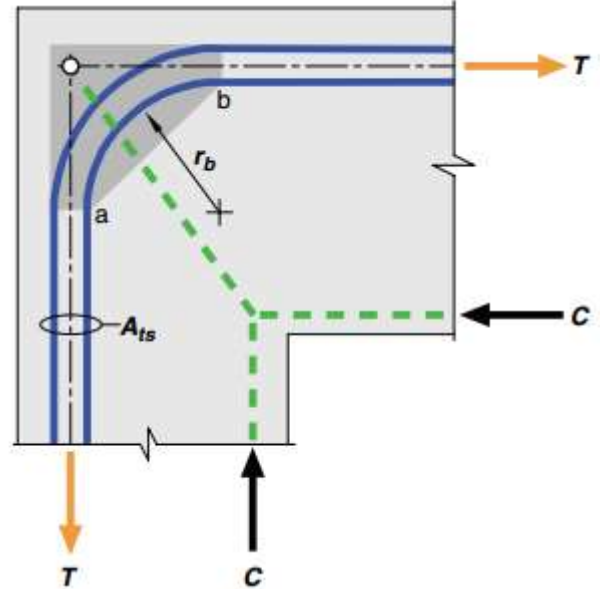
**23.10.4** إذا تم تكوين عقد سيخ منحنى بأكثر من طبقة من التسليح، يجب أن تؤخذ  $A_{ts}$  كمساحة إجمالية لتسليح الشد، ويعتبر  $r_b$  بمثابة نصف قطر الانحناء للطبقة الداخلية.

**R23.10.3** Larger bar bend radii at curved-bar nodes are required to reduce the likelihood of side splitting where concrete cover perpendicular to the plane of the bend is limited.

**R23.10.3** نصف قطر انحناء السيخ الأكبر عند عقد السيخ المنحني مطلوب لتقليل احتمالية الانقسام الجانبي حيث يكون الغطاء الخرساني متعامدًا على مستوى الانحناء.

**R23.10.4** Figure R23.10.4 illustrates the use of a curved bar node with two layers of reinforcing bars. In such cases, the total area of tie reinforcement contributes to the compressive stress on the face of the nodal zone (Face ab in Fig. R23.10.4).

**R23.10.4** يوضح الشكل R23.10.4 استخدام عقدة سيخ منحنى بطبقتين من اسياخ التسليح. في مثل هذه الحالات، تساهم المساحة الإجمالية لتسليح الشد في أجهاد الضغط على وجه المنطقة العقدية (الوجه ab في الشكل R23.10.4).



**Fig. R23.10.4—Curved-bar node with two layers of reinforcement (nodal zone is shaded).**

شكل - R23.10.4 عقدة سيخ منحنى بطبقتين من التسليح (المنطقة العقدية مظلمة).

**23.10.5** At frame corners, the joint and reinforcement shall be proportioned such that the center of bar curvature is located within the joint.

**23.10.5** في زوايا الإطار، يجب أن يتناسب المفصل والتسليح بحيث يقع مركز انحناء السيخ داخل المفصل.

**R23.10.5** The radius of the bend should be consistent with the geometry of the truss used for the strut-and-tie model. Figure R23.10.5 illustrates the region in which the center of curvature must be located for a typical frame corner.

**R23.10.5** يجب أن يكون نصف قطر الانحناء متوافقًا مع الخصائص الهندسية للركائز المستخدمة في نموذج ركيزة - شداد. يوضح الشكل R23.10.5 المنطقة التي يجب أن يقع فيها مركز الانحناء لزوايا إطار نموذجية.

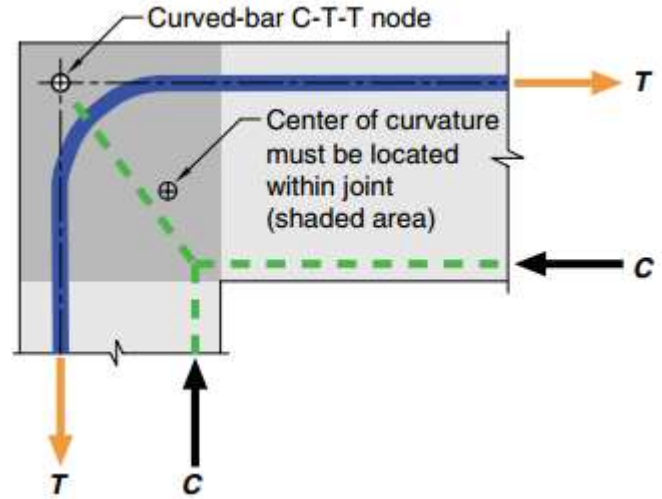


Fig. R23.10.5—Permissible zone for the center of curvature of a curved-bar node at a frame corner.

الشكل - R23.10.5، المنطقة المسموح بها لمركز انحناء عقدة السيخ المنحني في زاوية الإطار.

23.10.6  $\ell_{cb}$  shall be sufficient to develop any difference in force between the straight legs of the bars extending from the bend region.

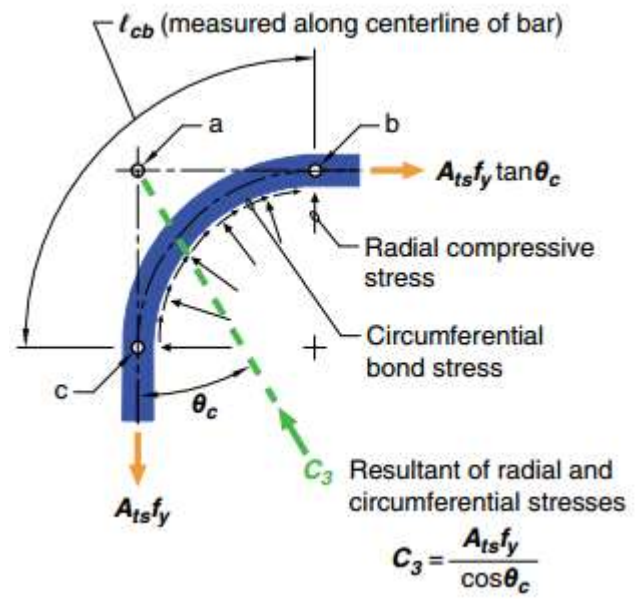
23.10.6 يجب أن تكون  $\ell_{cb}$  كافية لتطوير أي اختلاف في قوة الأرجل المستقيمة للأسياخ الممتدة من منطقة الانحناء.

R23.10.6 Tie forces are unequal where the strut (or the resultant of two or more struts) does not bisect the angle formed by the ties at each end of the bend. Figure R23.10.6 shows a curved-bar node where the difference in tie force is developed in the bend region/nodal zone. Radial compressive stress acting on the node varies, and circumferential bond stress develops along the bar. The difference in force between the two ties extending from the bend is developed over the length of bend  $\ell_{cb}$  (the arc length of bar between  $c$  and  $b$  in Fig. R23.10.6). The following equation for  $\ell_{cb}$  may be used at 90-degree corners:

$$\ell_{cb} > \ell_d (1 - \tan \theta_c)$$

where  $\theta_c$  is the smaller of the two angles between the axis of the strut (or the resultant of two or more struts) and the ties extending from a curved-bar node, and  $\ell_d$  is the development length calculated in accordance with 25.4.2.2 or 25.4.2.3 using the applicable modification factors of 25.4.2.4.

R23.10.6 قوى الشد غير متكافئة حيث لا تقوم الدعامة (أو الناتجة عن دعامين أو أكثر) بتقسيم الزاوية التي تشكلها الروابط (الشدادات) عند كل طرف من الانحناء. يوضح الشكل R23.10.6 عقدة سيخ منحنى حيث تم تطوير الاختلاف في قوة الرابط في منطقة الانحناء / المنطقة العقدية. يختلف نصف قطر أجهاد الضغط الذي يعمل على العقدة ، ويتطور أجهاد الترابط المحيطي على طول السيخ. تم تطوير الاختلاف الساري بين الشدادين الممتدين من المنعطف على طول الانحناء  $\ell_{cb}$  طول القوس بين  $b$  و  $c$  في الشكل. R23.10.6 يمكن استخدام المعادلة التالية لـ  $\ell_{cb}$  عند زوايا 90 درجة -  $(1 - \tan \theta_c) \ell_d$ : حيث  $\theta_c$  أصغر زاويتين بين محور الدعامة (أو ناتج عن اثنتين أو أكثر من الدعامات) والروابط الممتدة من عقدة سيخ منحنى ، و  $\ell_d$  هو طول التثبيت المحسوب وفقاً لـ 25.4.2.2 أو 25.4.2.3 باستخدام معاملات التعديل المعمول بها 25.4.2.4.



*Fig. R23.10.6—Forces acting on a curved-bar node where there is a difference in tie forces.*

الشكل - R23.10.6 القوى التي تعمل على عقدة سيخ منحنى حيث يوجد اختلاف في قوى الرباط (الشداد).

## CODE

### الكود

#### 23.11—Earthquake-resistant design using the strut-and-tie method

23.11 - تصميم مقاومة الزلازل باستخدام طريقة ركيزة - شداد

**23.11.1** Regions of a seismic-force-resisting system assigned to Seismic Design Category (SDC) D, E, or F and designed with the strut-and-tie method shall be in accordance with (a) and (b):

(a) **Chapter 18**

(b) 23.11.2 through 23.11.5 unless design earthquake induced force,  $E$ , in the strut-and-tie element is multiplied by an overstrength factor,  $\Omega_o$ , not less than 2.5 unless a smaller value of  $\Omega_o$  can be justified by a detailed analysis.

**23.11.1** يجب أن تكون مناطق نظام مقاومة الزلازل المعينة لفئة التصميم الزلزالي D (SDC) أو E أو F والمصممة بطريقة ركيزة - شداد متوافقة مع (أ) و (ب):  
(أ) الفصل 18

(ب) من 23.11.2 إلى 23.11.5 ما لم يتم ضرب القوة التصميمية التي يسببها زلزال E، في عنصر ركيزة - شداد، بمعامل المقاومة العالية  $\Omega_o$ ، لا يقل عن 2.5 إلا إذا كان يمكن تبرير قيمة أصغر من  $\Omega_o$  بواسطة تحليل تفصيلي.

#### 23.11.2 *Strut strength*

**23.11.2.1** Effective compressive strength determined in accordance with 23.4 shall be multiplied by 0.8.

**23.11.2** مقاومة الدعامة (الركيزة)

**23.11.2.1** تضاعف مقاومة الضغط الفعالة E المحددة وفقاً لـ 23.4 بمقدار 0.8.

#### 23.11.3 *Strut detailing*

**23.11.3.1** Struts shall have reinforcement satisfying the detailing requirements of 23.11.3.2 or 23.11.3.3.

**23.11.3** تفاصيل الدعامة (الركيزة)

**23.11.3.1** يجب أن يكون للدعامة تسليح تلبية متطلبات التفاصيل الواردة في 23.11.3.2 أو 23.11.3.3.

**23.11.3.2** Struts shall be reinforced with a minimum of four longitudinal bars with a bar in each corner of the transverse reinforcement. Transverse reinforcement shall be placed perpendicular to the direction of the strut and satisfy (a) through (d):

- (a) Detailed in accordance with 18.7.5.2(a) through (e)
- (b)  $A_{sh}/sbc$  determined in accordance with Table 23.11.3.2(a)
- (c) Spacing satisfying 18.7.5.3(d) and not exceeding the values specified in Table 23.11.3.2(b)
- (d) Continued through the nodal zone

## COMMENTARY

### التعليق

#### R23.11—Earthquake-resistant design using the strut-and-tie method

R23.11 - تصميم مقاومة الزلازل باستخدام طريقة ركيزة - شداد

**R23.11.1** Strut-and-tie elements of a seismic-force resisting system may experience strength degradation due to force and displacement reversals. Strut-and-tie elements do not require seismic detailing when the design force is amplified by  $\Omega_o$ . It is preferable that the strength of the seismic force-resisting system not be limited by the strength of the discontinuity region designed by the strut-and-tie method. For diaphragm design that includes amplified seismic forces, an additional amplification factor is not required. Load combinations are provided in 5.3.1, and Eq. (5.3.1e) and (5.3.1g) are used for seismic design. The effects of  $E$  may cause reversal of forces in strut and tie elements. In such cases, different strut-and-tie models are developed for each loading direction.

**R23.11.1** قد تتعرض عناصر ركيزة - شداد لنظام مقاومة القوة الزلزالية إلى تدهور المقاومة بسبب انعكاسات القوة والإزاحة. لا تتطلب عناصر ركيزة - شداد تفصيلاً زلزالياً عندما يتم تضخيم القوة التصميمية بواسطة  $\Omega_o$ . من الأفضل ألا تكون مقاومة نظام مقاومة القوة الزلزالية مقيدة بمقاومة منطقة الانقطاع المصممة بطريقة ركيزة - شداد. بالنسبة لتصميم الغشاء الانشائي الذي يتضمن قوى زلزالية مضخمة، لا يلزم معامل تضخيم إضافي. يتم توفير تراكيب الحمل في 5.3.1، ومعادلة (5.3.1 هـ) و (5.3.1 جـ) تستخدم في التصميم الزلزالي. قد تتسبب تأثيرات E في عكس القوى في الدعامات وعناصر الشداد. في مثل هذه الحالات، يتم تطوير نماذج ركيزة - شداد مختلفة لكل اتجاه تحميل.

#### R23.11.2 *Strut strength*

**R23.11.2.1** A reduction factor is applied to account for cracking that is likely to develop in struts located in a region subjected to force reversals.

**R23.11.2** مقاومة الدعامة (الركيزة)

**R23.11.2.1** يتم تطبيق معامل التخفيض لمراعاة التشقق الذي من المحتمل أن يتطور في الدعامات الموجودة في منطقة معرضة لانعكاسات القوة.

#### R23.11.3 *Strut detailing*

**R23.11.3.1** Two confinement options for struts are permitted. For 23.11.3.2, each strut contains longitudinal and transverse reinforcement as required for columns of special moment frames. For 23.11.3.3, the entire cross section of the region or member containing the struts are confined instead of the individual struts.

**R23.11.3** تفاصيل الدعامة (الركيزة)

**R23.11.3.1** يسمح خيارين للحصر للدعامات. بالنسبة لـ 23.11.3.2، تحتوي كل دعامة على تسليح طولي وعرضي كما هو مطلوب لأعمدة إطارات العزوم الخاصة. بالنسبة لـ 23.11.3.3، يتم الحصر بالمقطع العرضي بأكمله للمنطقة أو العنصر الذي يحتوي على الدعامات بدلاً من الدعامات الفردية.

Expressions (a) and (b) in Table 23.11.3.2(a) are the same as those in Table 18.7.5.4 for columns of special moment frames with the exception of  $A_{cs}$  substituted for  $A_g$ .

التعبيرات (أ) و (ب) في الجدول 23.11.3.2 (أ) هي نفسها التعبيرات الواردة في الجدول 18.7.5.4 لأعمدة إطارات العزوم الخاصة باستثناء  $A_{cs}$  الذي تم استبداله بـ  $A_g$ .

23.11.3.2 يجب تسليح الدعامات بحد أدنى أربعة أسياخ طولية مع سيخ في كل ركن من أركان التسليح العرضي. يتم وضع التسليح العرضي بشكل عمودي على اتجاه الدعامات وتلبية (أ) حتى (د):  
(أ) مفصلة وفقاً لـ 18.7.5.2 (أ) حتى (هـ)  
(ب)  $A_{sh}/s_b c$  المحدد وفقاً للجدول 23.11.3.2 (أ)  
(ج) تباعد مرضي 18.7.5.3 (د) ولا يتجاوز القيم المحددة في الجدول 23.11.3.2 (ب)  
(د) الاستمرارية عبر المنطقة العقدية

Table 23.11.3.2(a)—Transverse reinforcement for struts[1][2]

الجدول 23.11.3.2 (أ) - التعزيز العرضي للدعامات [1] [2]

Transverse reinforcement	Applicable expressions		
$A_{sh}/s_b c$ for rectilinear hoops	Greater of	$0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$	(a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_y}$	(b)

[1]  $A_{ch}$  is measured to the outside edges of the transverse reinforcement for the strut.

[2] It shall be permitted to configure hoops using two pieces of reinforcement as specified in 18.6.4.3.

[1] يتم قياس  $A_{ch}$  إلى الحواف الخارجية للتسليح العرضي للدعامات.  
[2] يجوز تكوين الأطواق باستخدام قطعتين من التسليح كما هو محدد في 18.6.4.3.

Table 23.11.3.2(b)—Transverse reinforcement spacing limitation

الجدول 23.11.3.2 (ب) - حدود تباعد التسليح العرضي

Reinforcement	Maximum transverse bar spacing	
Grade 420	Lesser of	$6d_b$
		150 mm
Grade 550	Lesser of	$5d_b$
		150 mm
Grade 690	Lesser of	$4d_b$
		150 mm

Table 23.11.3.3—Transverse reinforcement for the entire member cross section

الجدول 23.11.3.3 - التسليح العرضي للمقطع العرضي الكامل للعنصر

Transverse reinforcement	Applicable expressions		
$A_{sh}/s_b c$ for rectilinear hoops	Greater of	$0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$	(a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_y}$	(b)



**23.11.3.3** Transverse reinforcement shall be provided in each orthogonal direction and through the thickness of the entire member cross section or for the region of the member containing struts and shall satisfy (a) through (d).

(a) Detailed in accordance with 18.7.5.2(a) through (e)

(b)  $A_{sh}/s_b$  determined in accordance with Table 23.11.3.3.

(c) Spacing measured along the longitudinal axis of the member not exceeding the values specified in Table 23.11.3.2(b).

(d) Spacing of crossties or legs of hoops both vertically and horizontally in the plane of the member cross section shall not exceed 200 mm. Each crosstie and each hoop leg shall engage a longitudinal bar of equal or greater diameter.

**23.11.3.3** يجب توفير التسليح العرضي في كل اتجاه متعامد ومن خلال سمك المقطع العرضي للعنصر بأكمله أو لمنطقة العنصر الذي يحتوي على دعامات ويجب أن يستوفي (أ) حتى (د).

(أ) مفصلة وفقاً لـ 18.7.5.2 (أ) حتى (هـ)

(ب)  $A_{sh}/s_b$  المحدد وفقاً للجدول 23.11.3.3.

(ج) التباعد المقاس على طول المحور الطولي للعنصر الذي لا يتجاوز القيم المحددة في الجدول 23.11.3.2 (ب).

(د) يجب ألا يتجاوز تباعد الروابط المتقاطعة أو الساقين للأطواق رأسياً وأفقياً في مستوى المقطع العرضي للعنصر 200 ملم. يجب على كل روابط متقاطعة وكل ساق طوق أن تشرك سيخ طولي بقطر مساو أو أكبر.

#### 23.11.4 Strength of ties

**23.11.4.1** For tie reinforcement, development length shall be 1.25 times the length determined in accordance with 25.4.

**23.11.4** مقاومة الروابط (الشدادات)

**23.11.4.1** بالنسبة لتسليح الروابط ، يجب أن يكون طول التثبيت 1.25 مرة الطول المحدد وفقاً لـ 25.4.

#### 23.11.5 Strength of nodes

**23.11.5.1** The nominal compressive strength of a nodal zone calculated in accordance with 23.9 shall be multiplied by 0.8.

**23.11.5** مقاومة العقد

**23.11.5.1** يتم ضرب مقاومة الضغط الاسمية لمنطقة العقدة المحسوبة وفقاً لـ 23.9 في 0.8

#### 23.11.4 Strength of ties

**R23.11.4.1** Because the actual yield strength of tie reinforcement may exceed the specified yield strength and strain hardening of the reinforcement is likely to occur, development lengths for tie reinforcement are determined considering a stress of  $1.25f_y$ .

**23.11.4** مقاومة الروابط (الشدادات)

**R23.11.4.1** نظراً لأن مقاومة الخضوع الفعلية لتسليح الشداد قد تتجاوز مقاومة الخضوع المحددة ومن المحتمل أن يحدث تصلب الانفعال في التسليح ، يتم تحديد أطوال التثبيت لتسليح الشداد مع الأخذ في الاعتبار أجهاد  $f_y \cdot 1.25$

#### 23.11.5 Strength of nodes

**R23.11.5.1** A reduction of the nominal compressive strength at nodes is provided to account for tie yielding and the effect of reversed cyclic loading (Mansour and Hsu 2005; To et al. 2009; Ruggiero et al. 2016).

**23.11.5** مقاومة العقد

**R23.11.5.1** يتم توفير التخفيض في مقاومة الضغط الاسمية في العقد لمراعاة خضوع الشداد وتأثير التحميل الدوري العكسي (منصور وهسو 2005 ؛ إلى وآخرون 2009 ؛ روجيرو وآخرون 2016).

## CHAPTER 24—SERVICEABILITY REQUIREMENTS

### الفصل 24 - متطلبات الخدمة

#### 24.1—Scope

##### 24.1 المجال

**24.1.1** This chapter shall apply to member design for minimum serviceability, including (a) through (d):

- (a) Deflections due to service-level gravity loads (24.2)
- (b) Distribution of flexural reinforcement in one-way slabs and beams to control cracking (24.3).
- (c) Shrinkage and temperature reinforcement (24.4)
- (d) Permissible stresses in prestressed flexural members (24.5)

**24.1.1** ينطبق هذا الفصل على تصميم العناصر للحصول على الحد الأدنى من الخدمة ، بما في ذلك (أ) إلى (د):  
(أ) تشوهات بسبب أحمال راسية على مستوى الخدمة (24.2)  
(ب) توزيع التسليح الانحناء في البلاطات ذات اتجاه واحد والكمرات للسيطرة على الشقوق (24.3).

(ج) تسليح الاتكماش ودرجة الحرارة (24.4)  
(د) الاجهادات المسموح بها في عناصر الانحناء مسبقة الإجهاد (24.5)

## R24—SERVICEABILITY REQUIREMENTS

### R24 - متطلبات الخدمة

#### R24.1—Scope

##### R24.1 المجال

This chapter prescribes serviceability requirements that are referenced by other chapters of the Code, or are otherwise applicable to provide adequate performance of structural members. This chapter does not stand on its own as a complete and cohesive compilation of serviceability requirements for the design of structural members.

ينص هذا الفصل على متطلبات قابلية الخدمة المشار إليها بواسطة فصول أخرى من الكود ، أو التي تنطبق على خلاف ذلك لتوفير أداء مناسب للعناصر الإنشائية. لا يقف هذا الفصل بمفرده كتجميع كامل ومتناسك لمتطلبات قابلية الخدمة لتصميم العناصر الإنشائية.

This chapter has no specific requirements for vibrations. Cast-in-place floor systems designed in accordance with the minimum thickness and deflection requirements of 7.3, 8.3, 9.3, and 24.2 have generally been found, through experience, to provide vibration performance suitable for human comfort under typical service conditions. However, there may be situations where serviceability conditions are not satisfied, for example:

- (a) Long spans and open floor plans
  - (b) Floors with strict vibration performance requirements such as precision manufacturing and laboratory spaces
  - (c) Facilities subject to rhythmic loadings or vibrating mechanical equipment
- Prestressed floor systems are not subject to the minimum thickness requirements of 7.3, 8.3, and 9.3, and if precast they are frequently simple span systems. Consequently, these floor systems can be more susceptible to vibration. Guidance on the consideration of vibrations in the design of floor systems and the evaluation of vibration frequency and amplitude for concrete floor systems is contained in the *PCI Design Handbook* (PCI MNL 120), *ATC Design Guide 1* (Applied Technology Council 1999), *Mast* (2001), *Fanella and Mota* (2014), and *Wilford and Young* (2006). An example application is described by *West et al.* (2008).

لا يتضمن هذا الفصل متطلبات محددة للاهتزازات. بشكل عام ، تم العثور على أنظمة الأرضية المصبوبة في الموقع المصممة وفقاً لمتطلبات الحد الأدنى للسمك والتشوه 7.3 و 8.3 و 9.3 و 24.2 ، من خلال الخبرة ، لتوفير أداء اهتزاز مناسب لراحة الإنسان في ظل ظروف الخدمة النموذجية. ومع ذلك ، قد تكون هناك حالات لا يتم فيها تلبية شروط الخدمة ، على سبيل المثال:

- (أ) البحور الطويلة ومساقط الأرضيات المفتوحة
- (ب) الأرضيات ذات متطلبات أداء الاهتزاز الصارمة مثل التصنيع الدقيق ومساحات المختبر

(ج) المرافق المعرضة للحمولات الديناميكية أو المعدات الميكانيكية المهتزة لا تخضع أنظمة الأرضيات مسبقة الإجهاد للحد الأدنى من متطلبات السماكة 7.3 و 8.3 و 9.3 ، وإذا كانت مسبقة الصب ، فهي في الغالب أنظمة البحور المتكررة بسيطة الاسناد. ونتيجة لذلك ، يمكن أن تكون هذه الأنظمة أكثر عرضة للاهتزاز. يحتوي دليل تصميم PCI (PCI MNL 120) ، دليل تصميم ATC 1 مجلس التكنولوجيا التطبيقية (1999) ، على إرشادات حول النظر في الاهتزازات في تصميم أنظمة الأرضيات وتقييم تردد الاهتزاز واتساعها لأنظمة الأرضيات الخرسانية. (2001) ، فانيللا وموتا (2014) ، وويلفورد ويونغ (2006). تم وصف تطبيق مثال بواسطة West et al. (2008).

## 24.2—Deflections due to service-level gravity loads

### 24.2 - التشوهات بسبب الأحمال الراسية في مستوى الخدمة

24.2.1 Members subjected to flexure shall be designed with adequate stiffness to limit deflections or deformations that adversely affect strength or serviceability of a structure.

24.2.1 - يجب تصميم العناصر المعرضة للانحناء مع صلابة كافية للحد من الازاحات أو التشوهات التي تؤثر سلباً على مقاومة أو قابلية الخدمة للمنشأ.

## R24.2—Deflections due to service-level gravity loads

### R24.2 - التشوهات بسبب الأحمال الراسية في مستوى الخدمة

This section is concerned only with deflections or deformations that may occur at service load levels. When time-dependent deflections are calculated, only the dead load and those portions of other loads that are sustained need be considered.

يهتم هذا القسم فقط بالازاحات والتشوهات التي قد تحدث في مستويات حمل الخدمة. عند حساب التشوهات المعتمدة على الوقت، يجب مراعاة الحمل الميت وأجزاء الأحمال الأخرى المستمرة فقط.

Two methods are given in the Code for controlling deflections (Sabnis et al. 1974). For nonprestressed one-way slabs and beams, including composite members, the minimum overall thickness required by 7.3.1 and 9.3.1 is considered to satisfy the requirements of the Code for members not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections. For nonprestressed two-way construction, the minimum thickness required by 8.3.1 is considered to satisfy the requirements of the Code.

وترد طريقتان المعطى في الكود في التشوهات (Sabnis et al. 1974). بالنسبة للبلاطات أحادية الاتجاه، والكمرات الغير مسبقة الاجهاد، بما في ذلك العنصر المركبة، يعتبر الحد الأدنى للسمك الكلي المطلوب في 7.3.1 و 9.3.1 للاستيفاء بمتطلبات الكود للعناصر التي لا تدعم أو ترفق للعناصر الغير إنشائية من المحتمل أن تتلف بواسطة التشوهات. بالنسبة للبناء ثنائي الاتجاه الغير مسبقة الاجهاد، يُعتبر الحد الأدنى للسمك المطلوب بواسطة 8.3.1 للاستيفاء بمتطلبات الكود.

For nonprestressed members that do not meet these minimum thickness requirements, for nonprestressed one-way members that support or are attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections, and for prestressed flexural members, deflections are required to be calculated by 24.2.3 through 24.2.5. Calculated deflections are limited to the values in Table 24.2.2.

بالنسبة للعناصر الغير مسبقة الاجهاد التي تستوفي متطلبات الحد الأدنى للسمكة، وللعناصر أحادية الاتجاه الغير مسبقة الاجهاد التي لا تدعم أو ترتبط بالعناصر الغير إنشائية التي من المحتمل أن تتضرر بسبب التشوهات الكبيرة، وبالنسبة لعناصر الانحناء مسبقة الإجهاد، يجب حساب التشوهات وفقاً لـ 24.2.3 خلال 24.2.5. تقتصر حالات التشوهات المحسوبة على القيم الواردة في الجدول 24.2.2.

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

**24.2.2** Deflections calculated in accordance with 24.2.3 through 24.2.5 shall not exceed the limits in Table 24.2.2.

**24.2.2** يجب ألا تتجاوز التشوهات المحسوبة وفقاً 24.2.3 إلى 24.2.5 الحدود الواردة في الجدول 24.2.2.

**R24.2.2** It should be noted that the limitations given in Table 24.2.2 relate only to supported or attached nonstructural elements. For those structures in which structural members are likely to be affected by deflection or deformation of members to which they are attached in such a manner as to affect adversely the strength of the structure, these deflections and the resulting forces should be considered explicitly in the analysis and design of the structures as required by 24.2.1 (ACI 209R-92).

**R24.2.2** تجدر الإشارة إلى أن القيود الواردة في الجدول 24.2.2 تتعلق فقط بالعناصر الغير إنشائية المدعمة أو المرفقة. بالنسبة لتلك المنشآت التي من المحتمل أن يتأثر فيها العناصر الإنشائية بالازحاح أو التشوه للعناصر التي ترتبط بها بطريقة تؤثر سلباً على مقاومة المنشأ، يجب النظر في هذه الازاحات والقوى الناتجة بشكل واضح في تحليل وتصميم المنشآت على النحو المطلوب في 24.2.1 (ACI 209R-92).

When time-dependent deflections are calculated, the portion of the deflection before attachment of the nonstructural elements may be deducted. In making this correction, use may be made of the curve in Fig. R24.2.4.1 for members of usual sizes and shapes.

عند حساب التشوهات المعتمدة على الوقت، يمكن تقليل جزء التشوه قبل ربط العناصر الغير إنشائية. عند إجراء هذا التصحيح، يمكن استخدام المنحنى في الشكل R24.2.4.1 للعناصر ذات الأحجام والأشكال المعتادة.

**Table 24.2.2—Maximum permissible calculated deflections**

الجدول 24.2.2 - أقصى تشوهات محسوبة مسموح بها

Member	Condition		Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs	Not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections Immediate deflection due to $L$		Immediate deflection due to maximum of $L$ , $S$ , and $R$	$\ell/180^{[1]}$
Floors			$\ell/360$	
Roof or floors	Supporting or attached to nonstructural elements	Likely to be damaged by large deflections	That part of the total deflection occurring after attachment of nonstructural elements, which is the sum of the time-dependent deflection due to all sustained loads and the immediate deflection due to any additional live load <sup>[2]</sup>	$\ell/480^{[3]}$
		Not likely to be damaged by large deflections		$\ell/240^{[4]}$

[1]Limit not intended to safeguard against ponding. Ponding shall be checked by calculations of deflection, including added deflections due to ponded water, and considering time dependent effects of sustained loads, camber, construction tolerances, and reliability of provisions for drainage.

[2]Time-dependent deflection shall be calculated in accordance with 24.2.4, but shall be permitted to be reduced by amount of deflection calculated to occur before attachment of nonstructural elements. This amount shall be calculated on basis of accepted engineering data relating to time-deflection characteristics of members similar to those being considered.

[3]Limit shall be permitted to be exceeded if measures are taken to prevent damage to supported or attached elements.

[4]Limit shall not exceed tolerance provided for nonstructural elements.

[1] لا يقصد بالحد حماية ضد الوزن. يجب فحص الوزن عن طريق حسابات التشوه ، بما في ذلك التشوه الإضافي بسبب وزن المياه ، والنظر في التأثيرات التي تعتمد على الوقت للأحمال المستمرة ، والتقوس ، وتفاوت البناء ، وموثوقية أحكام التصريف.

[2] يُحسب التشوه المعتمد على الوقت وفقاً لـ 24.2.4 ، ولكن يُسمح بتخفيضه بمقدار التشوه المحسوب قبل حدوث الربط للعناصر الغير أنشائية. يتم حساب هذه الكمية على أساس البيانات الهندسية المقبولة المتعلقة بخصائص التشوه المعتمد على الوقت للعناصر المماثلة لتلك التي يتم النظر فيها.

[3] يُسمح بتجاوز الحد إذا اتخذت القياسات لمنع تلف العناصر المدعومة أو المرفقة.

[4] يجب ألا يتجاوز الحد المسموح به للعناصر الغير أنشائية.

## CODE

### الكود

#### 24.2.3 Calculation of immediate deflections

24.2.3.1 Immediate deflections shall be calculated using methods or formulas for elastic deflections, considering effects of cracking and reinforcement on member stiffness.

#### 24.2.3 حساب التشوهات الفورية

24.2.3.1 يجب حساب التشوهات الفورية باستخدام طرق أو صيغ للتشوهات المرنة ، مع مراعاة تأثيرات التشقق والتسليح على جساءة العنصر.

24.2.3.2 Effect of variation of cross-sectional properties, such as haunches, shall be considered when calculating deflections.

24.2.3.2 يجب مراعاة تأثير تغير خصائص المقطع العرضي ، مثل الفواصل (الأركان) ، عند حساب التشوهات.

24.2.3.3 Deflections in two-way slab systems shall be calculated taking into account size and shape of the panel, conditions of support, and nature of restraints at the panel edges.

24.2.3.3 يجب حساب التشوهات في أنظمة البلاطات ثنائية الاتجاه مع مراعاة حجم وشكل البلاطة وحالات الدعم وطبيعة القيود عند حواف البلاطة.

24.2.3.4 Modulus of elasticity,  $E_c$ , shall be permitted to be calculated in accordance with 19.2.2.

24.2.3.4 يسمح بحساب معامل المرونة ،  $E_c$  ، طبقاً لـ 19.2.2.

## COMMENTARY

### التعليق

#### R24.2.3 Calculation of immediate deflections

R24.2.3.1 For calculation of immediate deflections of uncracked prismatic members, the usual methods or formulas for elastic deflections may be used with a constant value of  $E_c I_g$  along the length of the member. However, if the member is expected to crack at one or more sections, or if its depth varies along the span, a more rigorous calculation becomes necessary.

#### R24.2.3 حساب التشوهات الفورية

R24.2.3.1 لحساب التشوهات الفورية للعناصر المنشورية الغير متشققة ، يمكن استخدام الطرق أو الصيغ المعتادة للتشوهات المرنة مع قيمة ثابتة لـ  $E_c I_g$  على طول العنصر. ومع ذلك ، إذا كان من المتوقع أن يتشقق العنصر في مقطع واحد أو أكثر ، أو إذا كان عمقه يختلف على طول البحر ، يصبح من الضروري إجراء حساب أكثر صرامة.

R24.2.3.3 The calculation of deflections for two-way slabs is challenging even if linear elastic behavior can be assumed. For immediate deflections, the values of  $E_c$  and  $I_e$  specified in 24.2.3.4 and 24.2.3.5, respectively, may be used (ACI 209R). However, other procedures and other values of the stiffness  $E_c I_e$  may be used if they result in predictions of deflection in reasonable agreement with the results of comprehensive tests.

R24.2.3.3 يعد حساب التشوهات للبلاطات ثنائية الاتجاه أمراً صعباً حتى إذا كان من الممكن افتراض سلوك مرّن خطي. بالنسبة للتشوهات الفورية ، يمكن استخدام قيم  $E_c$  و  $I_e$  المحددة في 24.2.3.4 و 24.2.3.5 على التوالي (ACI 209R). ومع ذلك ، يمكن استخدام إجراءات أخرى وقيم أخرى للجساءة  $E_c I_e$  إذا نتج عنها تنبؤات بشأن التشوهات في توافق معقول مع نتائج الاختبارات الشاملة.



24.2.3.5 For nonprestressed members, unless obtained by a more comprehensive analysis, effective moment of inertia,  $I_e$ , shall be calculated in accordance with Table 24.2.3.5 using:

24.2.3.5 بالنسبة للعناصر الغير مسبقة الإجهاد ، ما لم يتم الحصول عليه عن طريق تحليل أكثر شمولاً ، يتم حساب عزم القصور الذاتي الفعالة ، على سبيل المثال ، وفقاً للجدول 24.2.3.5 باستخدام:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (24.2.3.5)$$

Table 24.2.3.5—Effective moment of inertia,  $I_e$

الجدول 24.2.3.5 - عزم القصور الذاتي الفعال ،  $I_e$

Service moment	Effective moment of inertia, $I_e$ mm <sup>4</sup>	
$M_a \leq (2/3)M_{cr}$	$I_g$	(a)
$M_a > (2/3)M_{cr}$	$\frac{I_g}{1 - \left( \frac{(2/3)M_{cr}}{M_a} \right)^2 \left( 1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)}$	(b)

24.2.3.6 For continuous one-way slabs and beams,  $I_e$  shall be permitted to be taken as the average of values obtained from Eq. (24.2.3.5) for the critical positive and negative moment sections.

24.2.3.6 بالنسبة للبلاطات ذات الاتجاه الواحد والكمرات المستمرة ، يجب أن يؤخذ  $I_e$  كمتوسط القيم التي يتم الحصول عليها من المعادلة (24.2.3.5) للعزوم السالبة والموجبة للمقاطع الحرجة.

24.2.3.7 For prismatic one-way slabs and beams,  $I_e$  shall be permitted to be taken as the value obtained from Eq. (24.2.3.5a) at midspan for simple and continuous spans, and at the support for cantilevers.

24.2.3.7 بالنسبة للبلاطات ذات الاتجاه الواحد والكمرات المنشورية ، يجب أن يؤخذ  $I_e$  على أنها القيمة التي يتم الحصول عليها من المعادلة (24.2.3.5a) في منتصف المسافة للحصول على بحور بسيطة ومستمرة ، وفي الركيزة للكوابيل.

R24.2.3.5 The effective moment of inertia approximation, developed by Bischoff (2005), has been shown to result in calculated deflections that have sufficient accuracy for a wide range of reinforcement ratios (Bischoff and Scanlon 2007).  $M_{cr}$  is multiplied by two-thirds to consider restraint that can reduce the effective cracking moment as well as to account for reduced tensile strength of concrete during construction that can lead to cracking that later affects service deflections (Scanlon and Bischoff 2008). Before 2019, ACI 318 used a different equation (Branson 1965) to calculate  $I_e$ . The previous equation has subsequently been shown to underestimate deflections for members with low reinforcement ratios, which often occur in slabs, and does not consider the effects of restraint. For members with greater than 1 percent reinforcement and a service moment at least twice the cracking moment, there is little difference between deflections calculated using the former and the current Code provisions.

R24.2.3.5 يتم تطوير عزوم القصور الذاتي الفعالة تقريبا بواسطة Bischo (2005)، وقد تبين أن يؤدي إلى حساب التشوهات التي لديها دقة كافية لمجموعة واسعة من نسب التسليح (Bischo (2007). يتم ضرب  $M_{cr}$  بنسبة الثلثين للنظر في التقييد التي يمكن أن تقلل من عزم التشقق الفعال وكذلك لحساب مقاومة الشد المنخفضة للخرسانة أثناء عملية البناء التي يمكن أن تؤدي إلى التشقق التي تؤثر لاحقا تشوهات الخدمة سكانلون و Bischo (2008). قبل عام 2019 ، استخدم ACI 318 معادلة مختلفة (برانسون 1965) لحساب  $I_e$ . وقد تبين فيما بعد أن المعادلة السابقة تقلل من التشوهات تحت التقدير للعناصر ذات نسب التسليح المنخفضة ، والتي غالباً ما تحدث في البلاطات ، ولا تأخذ في الاعتبار تأثيرات التقييد. بالنسبة للعناصر التي لها أكثر من 1 في المائة من التسليح وعزم الخدمة مرتين على الأقل في عزم التشقق ، لا يوجد فرق كبير بين التشوهات المحسوبة باستخدام أحكام الكود السابقة والحالية.

R24.2.3.7 The use of the midspan section properties for continuous prismatic members is considered satisfactory in approximate calculations primarily because the midspan stiffness (including the effect of cracking) has the dominant effect on deflections, as shown by ACI 435.5R, ACI Committee 435 (1978), and Sabnis et al. (1974).

R24.2.3.7 يعتبر استخدام خصائص المقطع وسط البحر للعناصر المنشورية المستمرة مرضياً في الحسابات التقريبية ، ويرجع ذلك أساساً إلى أن جساءة منتصف المسافة (بما في ذلك تأثير التشقق) لها تأثير مهيمن على التشوهات ، كما هو موضح في ACI 435.5R ، لجنة ACI 435 (1978) ، و Sabnis et al. (1974)

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**24.2.3.8** For prestressed Class U slabs and beams as defined in 24.5.2, it shall be permitted to calculate deflections based on  $I_g$ .

**24.2.3.8** بالنسبة للبلاطات و الكمرات من الفئة U مسبقة الإجهاد كما تم تعريفها في 24.5.2 ، يجب أن يتم حساب التشوهات بناءً على  $I_g$

**24.2.3.9** For prestressed Class T and Class C slabs and beams as defined in 24.5.2, deflection calculations shall be based on a cracked transformed section analysis. It shall be permitted to base deflection calculations on a bilinear moment-deflection relationship or  $I_e$  in accordance with Eq. (24.2.3.5a),

**24.2.3.9** بالنسبة للبلاطات وكمرات الفئة T و من الفئة C مسبقة الإجهاد ، كما تم تعريفها في 24.5.2 ، يجب أن تستند حسابات التشوهات إلى تحليل مقطع متشقق متحول. يجب أن يُسمح بإقامة حسابات التشوهات على علاقة تشوهات عزم ثنائية أو  $I_e$  بمعادلة (24.2.3.5a) ،

$$I_e = \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[ 1 - \left( \frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (24.2.3.9a)$$

where  $M_{cr}$  is calculated as:

حيث يتم حساب  $M_{cr}$  على النحو التالي:

$$M_{cr} = \frac{(f_r + f_{pc}) I_g}{y_t} \quad (24.2.3.9b)$$

**R24.2.3.8** Immediate deflections of Class U prestressed concrete members may be calculated by the usual methods or formulas for elastic deflections using the moment of inertia of the gross (uncracked) concrete section and the modulus of elasticity for concrete specified in 19.2.2.1.

**R24.2.3.8** يمكن حساب التشوهات الفورية لعناصر الخرسانة مسبقة الإجهاد من الفئة U بالطرق أو الصيغ المعتادة للتشوهات المرنة باستخدام عزم القصور في المقطع الخرسانى الإجمالى (الغير متشقق) ومعامل المرونة للخرسانة المحددة في 19.2.2.1

**R24.2.3.9** The effective moment of inertia equation in 24.2.3.5 was revised in the 2019 Code. The revision is not applicable to prestressed members. Equation (24.2.3.9a) maintains the provisions of previous editions of the Code for these types of members. The *PCI Design Handbook (PCI MNL 120)* gives information on deflection calculations using a bilinear moment-deflection relationship and using an effective moment of inertia. *Mast (1998)* gives additional information on deflection of cracked prestressed concrete members. *Shaikh and Branson (1970)* shows that the  $I_e$  method can be used to calculate deflections of Class C and Class T prestressed members loaded above the cracking load. For this case, the cracking moment should take into account the effect of prestress as provided in Eq. (24.2.3.9). A method for predicting the effect of nonprestressed tension reinforcement in reducing creep camber is also given in *Shaikh and Branson (1970)*, with approximate forms given in *ACI 209R* and *Branson (1970)*.

**R24.2.3.9** تم تعديل معادلة عزم القصور الذاتى الفعال في 24.2.3.5 في كود 2019. المراجعة لا تنطبق على العناصر مسبقة الإجهاد. تحتفظ المعادلة (24.2.3.9a) بأحكام الإصدارات السابقة من الكود لهذه الأنواع من العناصر. يوفر دليل تصميم *PCI (PCI MNL 120)* معلومات حول حسابات التشوهات باستخدام علاقة التشوه ثنائية العزم وباستخدام عزم القصور الذاتى الفعال. يقدم *Mast (1998)* معلومات إضافية حول تشوه العناصر الخرسانية مسبقة الإجهاد المتشققة. يوضح شيخ وبرانسون (1970) أنه يمكن استخدام طريقة  $I_e$  لحساب تشوهات عناصر الفئة C والفئة T مسبقة الإجهاد المحملة فوق حمل التشقق. لهذه الحالة ، يجب أن يأخذ عزم التشقق في الحسبان تأثير الإجهاد المسبق كما هو منصوص عليه في المعادلة (24.2.3.9). هناك طريقة للتنبؤ بتأثير تسليح الشد الغير مسبقة الإجهاد من تقليل تقوس الزحف كما تم تقديمها في شيخ وبرانسون (1970) ، مع أشكال تقريبية في *ACI 209R* و *Branson (1970)*.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

#### 24.2.4 Calculation of time-dependent deflections

##### 24.2.4.1 Nonprestressed members

24.2.4.1.1 Unless obtained from a more comprehensive analysis, additional time-dependent deflection resulting from creep and shrinkage of flexural members shall be calculated as the product of the immediate deflection caused by sustained load and the factor  $\lambda_\Delta$

24.2.4 حساب التشوهات المعتمدة على الوقت (طويلة المدى)

24.2.4.1 عناصر غير مسبقة الاجهاد

24.2.4.1.1 إذا لم يتم الحصول عليها من تحليل أكثر شمولاً، فيجوز حساب تشوه إضافي يعتمد على القوت (طويل المدى) ناتج عن الزحف والانكماش في عناصر الانحناء كناتج للتشوه الفوري الناجم عن الحمل المستمر والمعامل  $\lambda_\Delta$

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (24.2.4.1.1)$$

24.2.4.1.2 In Eq. (24.2.4.1.1),  $\rho'$  shall be calculated at midspan for simple and continuous spans, and at the support for cantilevers.

24.2.4.1.2 في المعادلة (24.2.4.1.1)، يجب أن تحسب  $\rho'$  في منتصف البحور البسيطة والمستمرة، وفي الركيزة للكوابيل.

24.2.4.1.3 In Eq. (24.2.4.1.1), values of the time-dependent factor for sustained loads,  $\xi$ , shall be in accordance with Table 24.2.4.1.3.

24.2.4.1.3 في المعادلة (24.2.4.1.1)، يجب أن تكون قيم المعامل المعتمد على الوقت (طويل المدى) للأحمال الدائمة،  $\xi$ ، طبقاً للجدول 24.2.4.1.3.

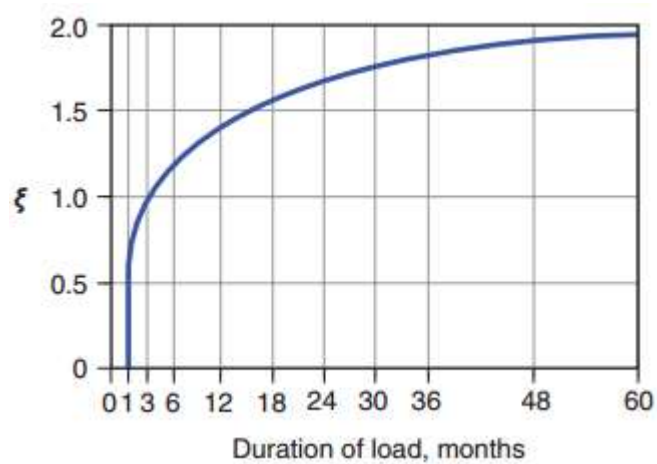
Sustained load duration, months	Time-dependent factor $\xi$
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60 or more	2.0

#### R24.2.4 Calculation of time-dependent deflections

R24.2.4.1 Nonprestressed members—Shrinkage and creep cause time-dependent deflections in addition to the elastic deflections that occur when loads are first placed on the structure. Such deflections are influenced by temperature, humidity, curing conditions, age at time of loading, amount of compression reinforcement, and magnitude of the sustained load. The expression given in this section is considered satisfactory for use with the Code procedures for the calculation of immediate deflections, and with the limits given in Table 24.2.2. The deflection calculated in accordance with this section is the additional time-dependent deflection due to the dead load and those portions of other loads that will be sustained for a sufficient period to cause significant time-dependent deflections. Equation (24.2.4.1.1) was developed in Branson (1971). In Eq. (24.2.4.1.1), the term  $(1 + 50\rho')$  accounts for the effect of compression reinforcement in reducing time-dependent deflections.  $\xi = 2.0$  represents a nominal time-dependent factor for a 5-year duration of loading. The curve in Fig. R24.2.4.1 may be used to estimate values of  $\xi$  for loading periods less than 5 years. If it is desired to consider creep and shrinkage separately, approximate equations provided in Branson (1965, 1971, 1977) and ACI Committee 435 (1966) may be used. Because available data on time-dependent deflections of two-way slabs are too limited to justify more elaborate procedures, calculation of the additional time-dependent deflection for two-way construction in accordance with Eq. (24.2.4.1.1) is required to use the multipliers given in 24.2.4.1.3.

#### R24.2.4 حساب التشوهات المعتمدة على الوقت (طويل المدى)

R24.2.4.1 العناصر الغير مسبقة الاجهاد - يتسبب الانكماش والزحف في التشوهات طويلة المدى بالإضافة إلى التشوهات المرنة التي تحدث عند وضع الأحمال أولاً على المنشأ. تتأثر هذه التشوهات بالحرارة، والرطوبة، وظروف المعالجة، والعمر في وقت التحميل، ومقدار تسليح الضغط، وحجم الحمل الدائم. يعتبر التعبير الوارد في هذا القسم مريضاً لاستخدامه مع إجراءات الكود لحساب التشوهات الفورية، ومع الحدود الواردة في الجدول 24.2.2. إن تشوه المحسوب وفقاً لهذا القسم هو التشوه الإضافي المعتمد على الوقت (طويل المدى) بسبب الحمل الميت وأجزاء الأحمال الأخرى التي سيتم الحفاظ عليها لفترة كافية لإحداث تشوهات كافية تعتمد على الوقت (طويلة المدى). تم تثبيت المعادلة (24.2.4.1.1) في برانسون (1971). في المعادلة (24.2.4.1.1)، فإن المصطلح  $(1 + 50\rho')$  يمثل تأثير تسليح الضغط في تقليل التشوهات المعتمدة على الوقت.  $\xi = 2.0$  تمثل معامل طويل المدى لمدة 5 سنوات من التحميل. المنحنى في الشكل R24.2.4.1 يمكن استخدام R24.2.4.1 لتقدير قيم  $\xi$  لفترات التحميل أقل من 5 سنوات. إذا كان المطلوب هو النظر في الزحف والانكماش بشكل منفصل، يمكن استخدام المعادلات التقريبية المقدمة في برانسون (1965، 1971، 1977) ولجنة ACI 435 (1966). نظراً لأن البيانات المتوفرة حول تشوهات تعتمد على الوقت (طويلة المدى) للبلاطات ثنائية الاتجاه محدودة للغاية لتبرير إجراءات أكثر تفصيلاً، فإن حساب التشوه الإضافي المعتمد على الوقت (طويل المدى) في البناء ذو الاتجاهين يتوافق مع المعادل (24.2.4.1.1) مطلوب لاستخدام المضاعفات الواردة في 24.2.4.1.3.



*Fig. R24.2.4.1—Multipliers for time-dependent deflections.*

الشكل - R24.2.4.1. المضاعفات للنتشوهات طويلة المدى.

**24.2.4.2 Prestressed members**

**24.2.4.2.1** Additional time-dependent deflection of prestressed concrete members shall be calculated considering stresses in concrete and reinforcement under sustained load, and the effects of creep and shrinkage of concrete and relaxation of prestressed reinforcement

**24.2.4.2 العناصر مسبقة الإجهاد**

**24.2.4.2.1** يحسب التشوه الإضافي المعتمد على الوقت (طويل المدى) لعناصر الخرسانة مسبقة الإجهاد مع الأخذ في الاعتبار الاجهادات في الخرسانة والتسليح تحت الحمل الدائم، وتأثيرات الزحف وانكماش الخرسانة والاستطالة للتسليح مسبق الإجهاد.

**R24.2.4.2 Prestressed members**

**R24.2.4.2.1** Calculation of time-dependent deflections of prestressed concrete flexural members is challenging. The calculations should consider not only the increased deflections due to flexural stresses, but also the additional time-dependent deflections resulting from time-dependent shortening of the flexural member. Prestressed concrete members shorten more with time than similar nonprestressed members due to the precompression in the slab or beam, which causes creep. This creep, together with concrete shrinkage, results in significant shortening of the flexural members that continues for several years after construction and should be considered in design. The shortening tends to reduce the tension in the prestressed reinforcement, reducing the precompression in the member and thereby causing increased time-dependent deflections. Another factor that can influence time-dependent deflections of prestressed flexural members is adjacent concrete or masonry that is nonprestressed in the direction of the prestressed member. This can be a slab nonprestressed in the beam direction adjacent to a prestressed beam or a nonprestressed slab system. As the prestressed member tends to shrink and creep more than the adjacent nonprestressed concrete, the structure will tend to reach a compatibility of the shortening effects. This results in a reduction of the precompression in the prestressed member as the adjacent concrete absorbs the compression. This reduction in precompression of the prestressed member can occur over a period of years and will result in additional time-dependent deflections and an increase in tensile stresses in the prestressed member. Any suitable method for calculating time-dependent deflections of prestressed members may be used, provided all effects are considered. Guidance may be found in **ACI 209R**, **ACI Committee 435 (1963)**, **Branson et al. (1970)**, and **Ghali and Favre (1986)**.

**R24.2.4.2 العناصر مسبقة الإجهاد**

**R24.2.4.2.1** يعتبر حساب التشوهات المعتمدة على الوقت (طويلة المدى) لعناصر الانحناء الخرسانية مسبقة الإجهاد أمراً صعباً. يجب أن تراعي الحسابات ليس فقط التشوهات المتزايدة بسبب إجهادات الانحناء، بل أيضاً التشوهات الإضافية طويلة المدى الناتجة عن اختصار عناصر الانحناء طويلة المدى. يتأخر عناصر الخرسانة مسبقة الإجهاد أكثر مع مرور الوقت من العناصر الغير مسبقة الإجهاد بسبب الضغط المسبق في بلاطة أو كمرة ، والذي يسبب زحف. هذا الزحف، جنباً إلى جنب مع انكماش الخرسانة، يؤدي إلى تقصير كبير في عناصر الانحناء التي تستمر لعدة سنوات بعد البناء وينبغي النظر في التصميم. يميل التقصير إلى تقليل الشد في التسليح مسبق الإجهاد ، مما يقلل من الضغط المسبق في العنصر وبالتالي يسبب تشوه متزايداً يعتمد على الوقت. عامل آخر يمكن أن يؤثر على تشوهات تعتمد على الوقت لعناصر الانحناء مسبقة الإجهاد هو الخرسانة المجاورة أو المونة الغير مسبقة الإجهاد في اتجاه عنصر مسبق الإجهاد. يمكن أن تكون هذه البلاطة الغير مسبقة الإجهاد في اتجاه الكمرة المجاورة لكمرة مسبقة الإجهاد أو نظام البلاطة الغير مسبقة الإجهاد. عندما يميل العنصر مسبق الإجهاد إلى الانكماش والزحف أكثر من الخرسانة المجاورة الغير مسبقة الإجهاد، فإن المنشأ يميل إلى الوصول إلى توافق تأثيرات التقصير. وينتج عن ذلك خفض في الضغط المسبق لعنصر مسبق الإجهاد لأن الخرسانة المجاورة تمتص الضغط. يمكن حدوث هذا الانخفاض في الضغط المسبق لعنصر سابق الإجهاد خلال فترة من سنوات وسيؤدي إلى مزيد من التشوهات تعتمد على الوقت وزيادة في أجهادات الشد في عنصر مسبق الإجهاد. يمكن استخدام أي طريقة مناسبة لحساب التشوهات المعتمدة على الوقت (طويلة المدى) للعناصر مسبقة الإجهاد، بشرط النظر في جميع التأثيرات. يمكن الاطلاع على الإرشادات في **ACI 209R** ، لجنة **ACI 435 (1963)** ، **Branson et al. (1970)**، و **غالي وفافر (1986)**...

**24.2.5** *Calculation of deflections of composite concrete construction*

**24.2.5.1** If composite concrete flexural members are shored during construction so that, after removal of temporary supports, the dead load is resisted by the full composite section, it shall be permitted to consider the composite member equivalent to a monolithically cast member for calculation of deflections.

**24.2.5** حساب تشوهات البناء الخرساني المركب

**24.2.5.1** يتم التدعيم لعناصر الاتحناء الخرساني المركب أثناء البناء بحيث، بعد إزالة الدعامات المؤقتة، يتم مقاومة الحمل الميت من خلال المقطع المركب الكامل، يجب أن يُنظر في العنصر المركب المعادل لعنصر مصبوب متجانساً لحساب التشوه.

**24.2.5.2** If composite concrete flexural members are not shored during construction, the magnitude and duration of load before and after composite action becomes effective shall be considered in calculating time-dependent deflections.

**24.2.5.2.** إذا لم يتم التدعيم لعناصر الاتحناء الخرساني المركب أثناء البناء، فسيتم النظر في حجم ومدة الحمل قبل وبعد اتخاذ العمل المركب في حساب التشوهات المعتمدة على الوقت

**24.2.5.3** Deflections resulting from differential shrinkage of precast and cast-in-place components, and of axial creep effects in prestressed members, shall be considered.

**24.2.5.3.** يجب أن تؤخذ في الاعتبار التشوهات الناتجة عن الاتكماش المتفاوت للمكونات مسبقة الصب والمصبوبة في الموقع، وتأثير الزحف المحوري في العناصر مسبقة الإجهاد

**R24.2.5** *Calculation of deflections of composite concrete construction*—Composite concrete members are designed to meet the horizontal shear strength requirements of 16.4.

Because few tests have been made to study the immediate and time-dependent deflections of composite members, the requirements given in this section are based on the judgment of ACI Committee 318 and on experience. In 22.3.3.3, it is stated that distinction need not be made between shored and unshored members. This refers to strength calculations, not to deflections. Construction documents should indicate whether composite concrete design is based on shored or unshored construction, as required by 26.11.1.1.

**R24.2.5** حساب تشوهات البناء الخرساني المركب - تم تصميم عناصر الخرسانة المركبة لتلبية متطلبات مقاومة القص الأفقي 16.4. نظراً لأن عدداً قليلاً من الاختبارات قد تم إجراؤها لدراسة التشوهات الفورية وطويلة المدى للعناصر المركبة، فإن المتطلبات الواردة في هذا القسم تستند إلى حكم لجنة ACI 318 وعلى الخبرة. في 22.3.3.3، يقال أنه لا يلزم التمييز بين العناصر الداعمة والغير داعمة. يشير هذا إلى حسابات المقاومة، وليس إلى التشوهات. يجب أن تشير وثائق البناء إلى ما إذا كان تصميم الخرسانة المركبة يعتمد على البناء الداعم أو الغير داعم، كما هو مطلوب في البند 26.11.1.1.



### 24.3—Distribution of flexural reinforcement in one way slabs and beams

**24.3.1** Bonded reinforcement shall be distributed to control flexural cracking in tension zones of nonprestressed and Class C prestressed slabs and beams reinforced for flexure in one direction only.

#### 24.3 - توزيع تسليح الانحناء في بلاطة ذات اتجاه واحد والكمرات

**24.3.1** يوزع التسليح المترابط للسيطرة على تشقق الانحناء في مناطق الشد للبلاطات مسبقة الإجهاد وغير مسبقة الإجهاد من التصنيف C والكمرات المسلحة من أجل الانحناء في اتجاه واحد فقط.

### R24.3—Distribution of flexural reinforcement in one-way slabs and beams

**R24.3.1** Where service loads result in high stresses in the reinforcement, visible cracks should be expected, and steps should be taken in detailing of the reinforcement to control cracking. For reasons of durability and appearance, many fine cracks are preferable to a few wide cracks. Detailing practices limiting bar spacing will usually lead to adequate crack control where Grade 420 reinforcement is used. Extensive laboratory work (Gergely and Lutz 1968; Kaar 1966; Base et al. 1966) involving deformed bars demonstrated that crack width at service loads is proportional to reinforcement stress. The significant variables reflecting reinforcement detailing were found to be thickness of concrete cover and the spacing of reinforcement. Crack width is inherently subject to wide scatter even in careful laboratory work and is influenced by shrinkage and other time-dependent effects. Improved crack control is obtained where the reinforcement is well distributed over the zone of maximum concrete tension. Several bars at moderate spacing are much more effective in controlling cracking than one or two larger bars of equivalent area.

#### R24.3 - توزيع تسليح الانحناء في بلاطة ذات اتجاه واحد والكمرات

**R24.3.1** عندما تكون أحمال الخدمة تؤدي إلى إجهادات عالية في التسليح ، ينبغي توقع حدوث تشققات مرئية ، وينبغي اتخاذ خطوات في تفاصيل التسليح للتحكم في التشقق. ولأسباب تتعلق بالمتانة والمظهر، فإن العديد من التشققات الدقيقة هي أفضل من بعض الشقوق العريضة. إن التطبيقات التفصيلية التي تقلل من تباعد الاسياخ تؤدي عادة إلى التحكم الكافي في الشقوق حيث يتم استخدام تسليح من الدرجة 420. وقد أثبتت الأعمال المختبرية المكثفة (جيرجلي ولوتز 1968؛ وكار 1966 ؛ وبارز وآخرون ، 1966) التي تتضمن اسياخ محلزنة أن عرض التشقق في أحمال الخدمة يتناسب مع إجهاد التسليح. تم العثور على المتغيرات الهامة التي تعكس تفاصيل التسليح لتكون سماكة غطاء الخرسانة والمسافة بين التسليح. يخضع عرض التشقق بطبيعته إلى مبعثر واسع حتى في العمل المختبري الدقيق ويتأثر بالانكماش والتأثيرات الأخرى المعتمدة على الوقت. يتم الحصول على تحسين التحكم في الشقوق حيث يتم توزيع التسليح بشكل جيد على منطقة أقصى شد للخرسانة. العديد من الاسياخ عند المسافة المعتدلة تكون أكثر فاعلية في السيطرة على التشقق من واحد أو اثنين من الاسياخ الأكبر من المساحة المكافئة.

**24.3.2** Spacing of bonded reinforcement closest to the tension face shall not exceed the limits in Table 24.3.2, where  $c_c$  is the least distance from surface of deformed or prestressed reinforcement to the tension face. Calculated stress in deformed reinforcement,  $f_s$ , and calculated change in stress in bonded prestressed reinforcement,  $\Delta f_{ps}$ , shall be in accordance with 24.3.2.1 and 24.3.2.2, respectively.

**24.3.2** يجب ألا تتجاوز المسافات بين التسليح المترابط الأقرب إلى وجه الشد الحدود الواردة في الجدول 24.3.2، حيث تكون  $c_c$  أقل مسافة من سطح التسليح المحلزن أو مسبق الإجهاد إلى وجه الشد. يجب أن يكون الإجهاد المحسوب في تسليح محلزن،  $f_s$ ، والتغير المحسوب في الإجهاد المسبق في التسليح المترابط،  $\Delta f_{ps}$ ، وفقاً لـ 24.3.2.1 و 24.3.2.2، على التوالي.

**Table 24.3.2—Maximum spacing of bonded reinforcement in nonprestressed and Class C prestressed one-way slabs and beams**

الجدول 24.3.2 - أقصى تباعد بين التسليح المترابط في البلاطات أحادية الاتجاه غير مسبقة الإجهاد ومبسقة الإجهاد والكمرات من الفئة C

Reinforcement type	Maximum spacing $s$	
Deformed bars or wires	Lesser of:	$380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2.5c_c$
		$300 \left( \frac{280}{f_s} \right)$
Bonded prestressed reinforcement	Lesser of:	$\left( \frac{2}{3} \right) \left[ 380 \left( \frac{280}{\Delta f_{ps}} \right) - 2.5c_c \right]$
		$\left( \frac{2}{3} \right) \left[ 300 \left( \frac{280}{\Delta f_{ps}} \right) \right]$
Combined deformed bars or wires and bonded prestressed reinforcement	Lesser of:	$\left( \frac{5}{6} \right) \left[ 380 \left( \frac{280}{\Delta f_{ps}} \right) - 2.5c_c \right]$
		$\left( \frac{5}{6} \right) \left[ 300 \left( \frac{280}{\Delta f_{ps}} \right) \right]$

**24.3.2.1** Stress  $f_s$  in deformed reinforcement closest to the tension face at service loads shall be calculated based on the unfactored moment, or it shall be permitted to take  $f_s$  as  $(2/3)f_y$ .

**24.3.2.1** يحسب الإجهاد في تسليح محلزن الأقرب إلى وجه الشد لحمولات الخدمة على أساس عزم غير مصعدة، أو يُسمح لها باتخاذ  $f_s$  كـ  $(2/3)f_y$ .

**R24.3.2** The spacing of reinforcement is limited to control cracking (Beeby 1979; Frosch 1999; ACI Committee 318 1999). For the case of beams with Grade 420 reinforcement and 2 in. clear cover to the primary reinforcement, with  $f_s = 280$  MPa, the maximum bar spacing is 250 mm. Crack widths in structures are highly variable. The Code provisions for spacing are intended to limit surface cracks to a width that is generally acceptable in practice but may vary widely in a given structure. The role of cracks in the corrosion of reinforcement is controversial. Research (Darwin et al. 1985; Oesterle 1997) shows that corrosion is not clearly correlated with surface crack widths in the range normally found with reinforcement stresses at service load levels. For this reason, the Code does not differentiate between interior and exterior exposures. Only tension reinforcement nearest the tension face need be considered in selecting the value of  $c_c$  used in calculating spacing requirements. To account for prestressed reinforcement, such as strand, having bond characteristics less effective than deformed reinforcement, a two-thirds effectiveness factor is used in Table 24.3.2. For post-tensioned members designed as cracked members, it will usually be advantageous to provide crack control by the use of deformed reinforcement, for which the provisions in Table 24.3.2 for deformed bars or wires may be used. Bonded reinforcement required by other provisions of the Code may also be used as crack control reinforcement.

**R24.3.2** وتقتصر المسافة بين التسليح على تحكم التشقق (Beeby 1979؛ Frosch 1999؛ ACI Committee 318 1999). بالنسبة لحالة الكمرات مع تسليح من الدرجة 420 و 2 في غطاء صافي إلى التسليح الرئيسي، مع  $f_s = 280$  MPa، فإن الحد الأقصى لمسافة السبيخ هو 250 mm. عرض التشقق في المنشآت متغير بدرجة كبيرة. تهدف أحكام الكود الخاصة بالتباعد إلى الحد من التشققات السطحية إلى عرض مقبول عموماً من الناحية العملية ولكن قد يختلف اختلافاً كبيراً في منشأ معين. دور الشقوق في تآكل التسليح مثير للجدل. البحث (داروين وآخرون، 1985؛ Oesterle 1997) يدل على أن التآكل لا يرتبط ارتباطاً واضحاً بعرض التشقق السطحي في المدى الذي يوجد عادةً مع إجهادات التسليح عند مستويات حمل الخدمة. ولهذا السبب، لا يفرق الكود بين التعرض الداخلي والخارجي. يجب النظر فقط في تسليح الشد الأقرب إلى وجه الشد في اختيار قيمة  $c_c$  المستخدمة في حساب متطلبات التباعد. لحساب التسليح مسبق الإجهاد، مثل الكابلات، حيث أن خصائص الترابط أقل فعالية من التسليح المحلزن، يستخدم عامل الفعالية اثنين إلى ثلاثة في الجدول 24.3.2. بالنسبة للعناصر لاحقة الشد والمصمم كعناصر متشققة، سيكون من المفيد عادة توفير التحكم في الشقوق عن طريق استخدام التسليح المحلزن، والتي يمكن استخدام الأحكام الواردة في الجدول 24.3.2 للأسياخ أو الأسلاك المحلزنة. كما يمكن استخدام التسليح المترابط الذي تتطلبه أحكام أخرى من الكود كتسليح للتحكم في التشقق.

**R24.3.2.1** For applications in which crack control is critical, the designer should consider reducing the value of  $f_s$  to help control cracking. Research by Frosch et al. (2014) and Puranam (2018) supports the use of these design provisions for Grade 690 reinforcement.

**R24.3.2.1** بالنسبة للتطبيقات التي يكون فيها التحكم في التشقق أمراً بالغ الأهمية، يجب على المصمم التفكير في تقليل قيمة  $f_s$  للمساعدة في التحكم في التشقق. البحث بواسطة Frosch وآخرون (2014) و Puranam (2018) يدعمان استخدام أحكام التصميم هذه لتسليح من الدرجة 690.

**24.3.2.2** Change in stress,  $\Delta f_{ps}$ , in bonded prestressed reinforcement at service loads shall be equal to the calculated stress based on a cracked section analysis minus the decompression stress  $f_{dc}$ . It shall be permitted to take  $f_{dc}$  equal to the effective stress in the prestressed reinforcement  $f_{se}$ . The value of  $\Delta f_{ps}$  shall not exceed 250 MPa. If  $\Delta f_{ps}$  does not exceed 140 MPa, the spacing limits in Table 24.3.2 need not be satisfied.

**24.3.2.2** يجب أن يكون التغير في التسليح مسبق الإجهاد المترابط ، في أحمال الخدمة مساوية للإجهاد المحسوب على أساس تحليل المقطع المتشقق ناقص إجهاد الضغط  $f_{dc}$ . يجب أن يسمح لأخذ  $f_{dc}$  يساوي الإجهاد الفعال في  $f_{se}$  التسليح الإجهاد المسبق. يجب ألا تتجاوز قيمة  $\Delta f_{ps}$  250 ميغاباسكال. إذا لم تتجاوز  $\Delta f_{ps}$  140 ميغاباسكال ، فلا بد من مراعاة حدود التباعد في الجدول 24.3.2

**24.3.3** If there is only one bonded bar, pretensioned strand, or bonded tendon nearest to the extreme tension face, the width of the extreme tension face shall not exceed  $s$  determined in accordance with Table 24.3.2.

**24.3.3.** إذا كان هناك سبيخ واحد مترابط فقط، أو كابل لاحق الشد ، أو الشد المترابط القريب إلى وجه الشد ، يجب ألا يزيد عرض وجه الشد الأقصى عن  $s$  المحدد وفقاً للجدول 24.3.2

**24.3.4** If flanges of T-beams are in tension, part of the bonded flexural tension reinforcement shall be distributed over an effective flange width as defined in accordance with 6.3.2, but not wider than  $\ell_n/10$ . If the effective flange width exceeds  $\ell_n/10$ , additional bonded longitudinal reinforcement shall be provided in the outer portions of the flange.

**24.3.4.** إذا كانت الشفة العليا لكمرات T في الشد ، فيتم توزيع جزء من التسليح المترابط لأتحاء الشد على عرض الشفة العلوية الفعال كما هو محدد وفقاً 6.3.2 ، ولكن ليس أعرض من  $\ell_n / 10$ . إذا تجاوز عرض الشفة العليا الفعال  $\ell_n / 10$  ، فيجب توفير تسليح طولي إضافي مترابط ملزم في الأجزاء الخارجية من الشفة.

**R24.3.2.2** It is conservative to take the decompression stress  $f_{dc}$  equal to  $f_{se}$ , the effective stress in the prestressed reinforcement. The maximum limitation of 250 MPa for  $\Delta f_{ps}$  is intended to be similar to the maximum allowable stress in Grade 420 reinforcement ( $f_s = 280$  MPa). The exemption for members with  $\Delta f_{ps}$  less than 140 MPa reflects that many structures designed by working stress methods and with low reinforcement stress served their intended functions with very limited flexural cracking.

**R24.3.2.2** من التحفظ أن يأخذ إجهاد الضغط  $f_{dc}$  مساوياً ل  $f_{se}$  ، الإجهاد الفعال في التسليح مسبق الإجهاد. الحد الأقصى لمقدار 250 ميغاباسكال من أجل  $\Delta f_{ps}$  يقصد به أن يكون مشابهاً للحد الأقصى المسموح به في التسليح من الدرجة 420 ( $f_s = 280$  MPa). ويعكس الإعفاء للعناصر الأقل من 140 ميغاباسكال أن العديد من المنشآت المصممة بواسطة طرق إجهادات التشغيل ومع تسليح إجهاد المنخفض للخدمة دالة مقصودة بتشقق الانحناء محدود للغاية.

**R24.3.4** In T-beams, distribution of the negative moment reinforcement for control of cracking should take into account two considerations: 1) wide spacing of the reinforcement across the full effective width of flange may cause some wide cracks to form in the slab near the web; and 2) close spacing near the web leaves the outer regions of the flange unprotected. The one-tenth limitation is to guard against a spacing that is too wide, with some additional reinforcement required to protect the outer portions of the flange.

**R24.3.4** في كمرات T ، يجب أن يراعى توزيع التسليح للعزم السالب للسيطرة على التشقق اعتباريين: 1) التباعد الواسع للتسليح عبر العرض الفعال الكامل للشفة العلوية قد يسبب بعض التشققات العريضة لتشكل في البلاطة القريبة للشفة الوسطية ؛ و 2) تباعد قريب بالقرب من الشفة الوسطية يترك المناطق الخارجية غير محمية من الشفة العلوية. والحد واحد -عشرة هو الحماية من التباعد الواسع للغاية، مع بعض التسليح الإضافي اللازم لحماية الأجزاء الخارجية من الشفة العلوية.

For T-beams designed to resist negative moments due to gravity and wind loads, all tensile reinforcement required for strength is located within the lesser of the effective flange width and  $\ell_n/10$ . Common practice is to place more than half of the reinforcement over the beam web. For T-beams resisting load combinations including earthquake effects, all reinforcement placed within the effective flange width may contribute to the beam flexural strength for the anticipated drift (refer to 18.7.3).

بالنسبة للكمرات T المصممة لمقاومة العزوم السالبة بسبب الاحمال الرأسية وأحمال الرياح ، فإن جميع تسليح الشد المطلوبة للمقاومة تقع ضمن العرض الأقل من العرض الفعال و  $\ell_n / 10$  التطبيقات الشائعة هي وضع أكثر من نصف التسليح على الشفة الوسطية للكمرة. بالنسبة للكمرات التي تقاوم تراكيب الأحمال التي تحتوي على تأثيرات الزلازل ، قد تساهم جميع التسليح الموضوع في عرض الشفة العلوية الفعال في مقاومة الانحناء للكمرة للأزاحة المتوقعة (راجع 18.7.3).

## CODE الكود

**24.3.5** The spacing of bonded flexural reinforcement in nonprestressed and Class C prestressed one-way slabs and beams subject to fatigue, designed to be watertight, or exposed to corrosive environments, shall be selected based on investigations and precautions specific to those conditions and shall not exceed the limits of 24.3.2.

**24.3.5** يتم اختيار التباعد لتسليح الانحناء المترابط في بلاطات ذات الاتجاه الواحد والكمرات الغير مسبقة الاجهاد ومسبقة الاجهاد من الفئة C المعرضة أجهاد الفتل، والمصممة لتكون مانعة للماء ، أو معرضة لبينات التآكل ، على أساس التحقيقات والاحتياطات الخاصة بتلك الشروط يجب لا تتجاوز حدود 24.3.

## COMMENTARY التعليق

**R24.3.5** Although a number of studies have been conducted, clear experimental evidence is not available regarding the crack width beyond which a corrosion danger exists (ACI 222R). Exposure tests indicate that concrete quality, adequate compaction, and ample concrete cover may be of greater importance for corrosion protection than crack width at the concrete surface (Schießl and Raupach 1997). Provisions related to increased concrete cover and durability of reinforcement is covered in 20.6, while durability of concrete is covered in 19.3.

**R24.3.5** بالرغم من إجراء عدد من الدراسات، لا تتوافر أدلة تجريبية واضحة فيما يتعلق بعرض التشقق الذي يوجد بعده خطر التآكل. تشير اختبارات التعرض إلى أن الجودة الخرسانية، والدمك الكافي، والغطاء الخرساني الوافر قد يكون ذو أهمية أكبر للحماية من التآكل من عرض التشقق على سطح الخرسانة. يتم تغطية الأحكام المتعلقة بزيادة الغطاء الخرساني ومتانة التسليح في 20.6 ، في حين يتم تغطية متانة الخرسانة في 19.3.

#### 24.4—Shrinkage and temperature reinforcement

**24.4.1** Reinforcement to resist shrinkage and temperature stresses shall be provided in one-way slabs in the direction perpendicular to the flexural reinforcement in accordance with 24.4.3 or 24.4.4.

##### 24.4 - تسليح الانكماش ودرجة الحرارة

**24.4.1** يجب أن يوفر التسليح لمقاومة أجهادات الانكماش ودرجات الحرارة للبلاطة ذات اتجاه واحد في الاتجاه العمودي على تسليح الانحناء وفقاً لـ 24.4.3 أو 24.4.4

**24.4.2** If shrinkage and temperature movements are restrained, the effects of  $T$  shall be considered in accordance with 5.3.6.

**24.4.2.** في حالة تقييد حركة الانكماش ودرجة الحرارة، يجب اعتبار تأثيرات  $T$  وفقاً لـ 5.3.6.

#### R24.4—Shrinkage and temperature reinforcement

**R24.4.1** Shrinkage and temperature reinforcement is required at right angles to the principal reinforcement to minimize cracking and to tie the structure together to ensure it is acting as assumed in the design. The provisions of this section are intended for structural slabs only; they are not intended for slabs-on-ground.

##### R24.4 - تسليح الانكماش ودرجة الحرارة

**R24.4.1** مطلوب تسليح الانكماش ودرجة الحرارة بزوايا قائمة على التسليح الرئيسي للتقليل من التشقق وترباط المنشأ معاً للتأكد من أنها تعمل كما هو مفترض في التصميم. تم تخصيص أحكام هذا القسم للبلاطات الإنشائية فقط؛ ليست مخصصة للبلاطة الأرضية.

**R24.4.2** The area of shrinkage and temperature reinforcement required by 24.4.3.2 has been satisfactory where shrinkage and temperature movements are permitted to occur. Where structural walls or columns provide significant restraint to shrinkage and temperature movements, the restraint of volume changes causes tension in slabs, as well as displacements, shear forces, and flexural moments in columns or walls. In these cases, it may be necessary to increase the amount of slab reinforcement required by Table 24.4.3.2 due to the shrinkage and thermal effects in both principal directions (PCI MNL 120; Gilbert 1992). Top and bottom reinforcement are both effective in controlling cracks. Control strips during the construction period, which permit initial shrinkage to occur without causing an increase in stress, are also effective in reducing cracks caused by restraint. Topping slabs also experience tension due to restraint of differential shrinkage between the topping and the precast elements or metal deck (which has zero shrinkage) that should be considered in reinforcing the slab. Consideration should be given to strain demands on reinforcement crossing joints of precast elements where most of the restraint is likely to be relieved.

**R24.4.2.** كانت مساحة تسليح الانكماش ودرجة الحرارة المطلوبة في 24.4.3.2 مرضية حيث يسمح بحدوث التحركات في الانكماش ودرجة الحرارة. عندما توفر الجدران أو الأعمدة الإنشائية تقييداً كبيراً لحركات الانكماش ودرجة الحرارة، فإن تقييد تغير الحجم يؤدي إلى شد في البلاطات، فضلاً عن الإزاحات وقوى القص والعزوم للانحناء في الأعمدة أو الجدران. في هذه الحالات، قد يكون من الضروري زيادة كمية تسليح البلاطة المطلوبة في الجدول 24.4.3.2 بسبب الانكماش والتأثيرات الحرارية في الاتجاهين الرئيسيين (PCI MNL 120 ؛ Gilbert 1992). التسليح العلوي والسفلي كلاهما فعال في السيطرة على الشقوق. كما أن شرائح التحكم خلال فترة التشبيد، والتي تسمح بالانكماش الأولي للحدوث دون التسبب في زيادة الإجهاد، تكون فعالة أيضاً في تقليل التشققات الناتجة عن التقييد. كما تتعرض البلاطات العلوية للشد بسبب مقاومة الانكماش المتفاوت بين الطبقة العلوية والعناصر مسبقة الصب أو السطح المعدني (الذي يمتلك انكماش قدره صفر) والذي ينبغي النظر فيه في تسليح البلاطة. وينبغي الاهتمام للانفعال في مفاصل مقاطع التسليح لعناصر مسبقة الصب التي تقلل الانفعال ومن المرجح يتم التخفيف



### 24.4.3 Nonprestressed reinforcement

24.4.3.1 Deformed reinforcement to resist shrinkage and temperature stresses shall conform to Table 20.2.2.4(a) and shall be in accordance with 24.4.3.2 through 24.4.3.5.

#### 24.4.3 تسليح غير مسبِق الاجهاد

24.4.3.1 يجب أن تكون التسليح المحلزن لمقاومة أجهادات الانكماش ودرجة الحرارة متطابقة مع الجدول 20.2.2.4 (a) ويجب أن يكون طبقاً لـ 24.4.3.2 حتى 24.4.3.5

24.4.3.2 The ratio of deformed shrinkage and temperature reinforcement area to gross concrete area shall be greater than or equal to 0.0018.

24.4.3.2 يجب أن تستوفي نسبة مساحة تسليح الانكماش المحلزن ودرجة الحرارة إلى مساحة الإجمالية للخرسانة . يجب أن تكون أكبر من أو تساوي 0.0018.

24.4.3.3 The spacing of deformed shrinkage and temperature reinforcement shall not exceed the lesser of  $5h$  and 450 mm.

24.4.3.3 يجب ألا يزيد التباعد بين التسليح المحلزن للانكماش والحرارة عن  $5h$  و 450 mm

24.4.3.4 At all sections where required, deformed reinforcement used to resist shrinkage and temperature stresses shall develop  $f_y$  in tension.

24.4.3.4 في جميع المقاطع، حسب الحاجة للتطبيق ، التسليح المحلزن المستخدم لمقاومة أجهادات الانكماش والحرارة يجب ان يطور  $f_y$  في الشد

### R24.4.3 Nonprestressed reinforcement

R24.4.3 تسليح غير مسبِق الاجهاد

R24.4.3.2 The minimum ratios of deformed bar or welded wire reinforcement area to gross concrete area of 0.0018 is empirical but has been used satisfactorily for many years. The resulting area of reinforcement may be distributed near the top or bottom of the slab, or may be distributed between the two faces of the slab as deemed appropriate for specific conditions. Previous editions of the Code permitted a reduction in shrinkage and temperature reinforcement for reinforcement with yield strength greater than 420 MPa. However, the mechanics of cracking suggest that increased yield strength provides no benefit for the control of cracking. If crack width or leakage prevention is a design limit state, refer to **ACI 224R** or **ACI 350M** for recommended reinforcement ratios.

R24.4.3.2 الحد الأدنى للنسب السبخ المحلزن أو الأسلاك الملحومة إلى مساحة الخرسانة الإجمالية 0.0018 هو تجريبي ولكن تم استخدامه بشكل مرض لسنوات عديدة. يمكن توزيع مساحة التسليح الناتجة بالقرب من الجزء العلوي أو السفلي من البلاطة ، أو يمكن توزيعها بين وجهي البلاطة حسب الاقتضاء لحالات معينة. سمحت الإصدارات السابقة من الكود بتقليل تسليح الانكماش ودرجة الحرارة مع مقاومة الخضوع أكبر من 420 ميجا باسكال. ومع ذلك ، تشير آليات التشقق إلى أن مقاومة الخضوع المتزايدة لا توفر أي فائدة للسيطرة على التشقق. إذا كان عرض التشقق أو منع التسرب هو حالة حد التصميم ، راجع **ACI 224R** أو **ACI 350M** للحصول على نسب التسليح الموصى بها.

R24.4.3.4 Splices and end anchorages of shrinkage and temperature reinforcement are to be designed to develop the specified yield strength of the reinforcement in accordance with **Chapter 25**.

R24.4.3.4 تصمم التوصيلات والمثبتات النهائية لتسليح الانكماش ودرجة الحرارة من أجل تطوير مقاومة الخضوع المحددة للتسليح وفقاً للفصل 25.



**24.4.3.5** For one-way precast slabs and one-way precast, prestressed wall panels, shrinkage and temperature reinforcement is not required in the direction perpendicular to the flexural reinforcement if (a) through (c) are satisfied.

- (a) Precast members are not wider than 3.7m
- (b) Precast members are not mechanically connected to cause restraint in the transverse direction
- (c) Reinforcement is not required to resist transverse flexural stresses

**24.4.3.5** بالنسبة للبلاطة مسبقة الصب ذات الاتجاه الواحد وبلاطات الجدران مسبقة الاجهاد ومسبقة الصب في اتجاه واحد، لا يلزم تسليح الانكماش ودرجة الحرارة في الاتجاه العمودي على تسليح الانحناء إذا استوفيت (أ) حتى (ج).  
(أ) لا تكون عناصر مسبقة الصب أوسع من 3.7 m  
(ب) لا ترتبط العناصر مسبق الصب ميكانيكياً بالتسبب في التقييد في الاتجاه العرضي  
(ج) لا يلزم التسليح لمقاومة اجهادات الانحناء العرضية

#### **24.4.4 Prestressed reinforcement**

**24.4.4.1** Prestressed reinforcement to resist shrinkage and temperature stresses shall conform to Table 20.3.2.2, and the effective prestress after losses shall provide an average compressive stress of at least 0.7 MPa on gross concrete area

**24.4.4** تسليح مسبق الإجهاد  
**24.4.4.1** يجب أن يتطابق التسليح مسبق الإجهاد لمقاومة إجهادات الانكماش ودرجة الحرارة مع الجدول 20.3.2.2 ، ويجب أن يكون الإجهاد المسبق الفعال بعد فواقد متوسط إجهاد الضغط لا يقل عن 0.7 ميجا باسكال على مساحة الخرسانة الإجمالية

**R24.4.3.5** For precast, prestressed concrete members not wider than 3.7 m, such as hollow-core slabs, solid slabs, or slabs with closely spaced ribs, there is usually no need to provide reinforcement to withstand shrinkage and temperature stresses in the short direction. This is generally also true for precast, nonprestressed floor and roof slabs. The 12 ft width is less than that in which shrinkage and temperature stresses can build up to a magnitude requiring reinforcement. In addition, much of the shrinkage occurs before the members are tied into the structure. Once in the final structure, the members are usually not as rigidly connected transversely as monolithic concrete, thus, the transverse restraint stresses due to both shrinkage and temperature change are significantly reduced. The waiver does not apply where reinforcement is required to resist flexural stresses, such as in thin flanges of precast single and double tees.

**R24.4.3.5** بالنسبة للعناصر الخرسانية مسبقة الصب ومسبقة الإجهاد ، لا يتجاوز عرضها 3.7 m ، مثل البلاطات المجوفة ، أو البلاطات المصمتة ، أو البلاطات ذات الأعصاب المتقاربة ، لا توجد عادة حاجة إلى توفير تسليح لمقاومة اجهادات الانكماش ودرجة الحرارة في الاتجاه القصير. هذا صحيح بشكل عام أيضاً للبلاطة مسبقة الصب غير مسبقة الإجهاد وبلاطة السقف والأرضيات. إن عرض 3.7 m هو أقل من ذلك الذي يمكن أن تتراكم فيه اجهادات الانكماش والحرارة إلى حد يتطلب تسليح. بالإضافة إلى ذلك، يحدث الكثير من الانكماش قبل ربط العناصر بالمنشأ. وبمجرد الوصول إلى المنشأ النهائي، لا تكون العناصر عادة متصلة بشكل صلب كخرسانة متجانسة، وبالتالي، يتم تقليل اجهادات التقييد العرضية بسبب كل من الانكماش وتغير درجة الحرارة بشكل كبير. لا ينطبق التنازل على الأماكن التي تتطلب التسليح لمقاومة اجهادات الانحناء ، كما هو الحال في الشفة العلوية ذات البروز النحيفة مسبق الصب الفردية والمزدوجة.

#### **R24.4.4 Prestressed reinforcement**

**R24.4.4.1** Prestressed reinforcement requirements have been selected to provide an effective force on the slab approximately equal to the force required to yield nonprestressed shrinkage and temperature reinforcement. This amount of prestressing—0.7 MPa on the gross concrete area—has been used successfully on a large number of projects. The effects of slab shortening should be evaluated to ensure serviceable behavior of the structure. In most cases, the low level of prestressing recommended should not cause difficulties in a properly detailed structure. Additional attention may be required where thermal effects or restraint become significant.

**R24.4.4** تسليح مسبق الإجهاد  
**R24.4.4.1** تم تحديد متطلبات التسليح مسبقة الإجهاد لتوفير قوة فعالة على البلاطة مساوية تقريباً للقوة المطلوبة لتحقيق تسليح خضوع غير مسبق الإجهاد لكل من الانكماش ودرجة الحرارة. تم استخدام هذا المقدار من الإجهاد المسبق - 0.7 ميجا باسكال على مساحة الخرسانة الإجمالية - بنجاح في عدد كبير من المشاريع. يجب تقييم تأثيرات تقصير البلاطة لضمان سلوك الخدمة للمنشأ. في معظم الحالات، لا ينبغي أن يسبب انخفاض مستوى الإجهاد المسبق الموصى به صعوبات في منشأ مفصل بشكل صحيح. قد تكون هناك حاجة إلى مزيد من الاهتمام حيث تصبح التأثيرات الحرارية أو تقييد يكون كافي.

**24.5—Permissible stresses in prestressed concrete flexural members**

**24.5.1 General**

**24.5.1.1** Concrete stresses in prestressed flexural members shall be limited in accordance with 24.5.2 through 24.5.4 unless it is shown by test or analysis that performance will not be impaired.

**24.5 - الإجهادات المسموحة في عناصر الانحناء الخرساني مسبقة الإجهاد**

**24.5.1 عام**

**24.5.1.1** يجب أن تكون الإجهادات الخرسانية في عناصر الانحناء مسبقة الإجهاد محدودة بما يتوافق مع 24.5.2 حتى 24.5.4 ، ما لم يتم إثبات ذلك من خلال الاختبار أو التحليل بأنه لن يتم إعاقة الأداء.

**24.5.1.2** For calculation of stresses at transfer of prestress, at service loads, and at cracking loads, elastic theory shall be used with assumptions (a) and (b):

(a) Strains vary linearly with distance from neutral axis in accordance with 22.2.1.

(b) At cracked sections, concrete resists no tension.

**24.5.1.2** لحساب الإجهادات عند نقل الإجهاد المسبق، في أحمال الخدمة ، وعند أحمال التشقق، يجب استخدام النظرية المرنة مع الافتراضات (أ) و (ب): (أ) تختلف الانفعالات خطياً بمسافة من المحور المحايد طبقاً لـ 22.2.1. (ب) عند المقاطع المتشققة ، لا يقاوم الخرسانة أي شد.

**R24.5—Permissible stresses in prestressed concrete flexural members**

**R24.5.1 General**

**R24.5.1.1** Permissible stresses in concrete address serviceability but do not ensure adequate design strength, which should be checked in accordance with other Code requirements. A mechanism is provided such that Code limits on stress need not inhibit the development of new products, materials, and techniques in prestressed concrete construction. Approvals for the design should be in accordance with 1.10 of the Code.

**R24.5 - الإجهادات المسموحة في عناصر الانحناء الخرساني مسبقة الإجهاد**

**R24.5.1 عام**

**R24.5.1.1** • الإجهادات المسموح بها في قابلية الخدمة للخرسانة ولكنها لا تضمن وجود مقاومة تصميمية مناسبة، والتي يجب التحقق منها وفقاً للمتطلبات الأخرى للكود. يتم توفير آلية بحيث لا تحتاج حدود الكود على الإجهاد إلى منع تطوير منتجات ومواد وتقنيات جديدة في البناء الخرساني سابق الإجهاد. يجب أن تكون الموافقات على التصميم متوافقة مع 1.10 للكود.

**24.5.2 Classification of prestressed flexural members**

**24.5.2.1** Prestressed flexural members shall be classified as Class U, T, or C in accordance with Table 24.5.2.1, based on the extreme fiber stress in tension  $f_t$  in the precompressed tension zone calculated at service loads assuming an uncracked section

**24.5.2 تصنيف عناصر الانحناء مسبقة الاجهاد**

**24.5.2.1** تصنف عناصر الانحناء مسبقة الاجهاد على أنها من الدرجة U أو T أو C طبقاً للجدول 24.5.2.1 ، استناداً إلى إجهاد ألياف الشد القصوى  $f_t$  في منطقة شد مسبقة الضغط المحسوبة في أحمال الخدمة بافتراض وجود مقطع غير متشقق.

**Table 24.5.2.1—Classification of prestressed flexural members based on  $f_t$**

الجدول 24.5.2.1 - تصنيف عناصر الانحناء مسبقة الاجهاد على أساس  $f_t$

Assumed behavior	Class	Limits of $f_t$
Uncracked	U <sup>[1]</sup>	$f_t \leq 0.62 \sqrt{f'_c}$
Transition between uncracked and cracked	T	$0.62 \sqrt{f'_c} < f_t \leq 1.0 \sqrt{f'_c}$
Cracked	C	$f_t > 1.0 \sqrt{f'_c}$

[1] Prestressed two-way slabs shall be designed as Class U with  $f_t \leq 0.5 \sqrt{f'_c}$

[1] يجب تصميم البلاطات ثنائية الاتجاه مسبقة الإجهاد على أنها من الفئة U مع  $f_t \leq 0.5 \sqrt{f'_c}$

**R24.5.2 Classification of prestressed flexural members**

**R24.5.2.1** Three classes of behavior of prestressed flexural members are defined. Class U members are assumed to behave as uncracked members. Class C members are assumed to behave as cracked members. The behavior of Class T members is assumed to be in transition between uncracked and cracked. The serviceability requirements for each class are summarized in Table R24.5.2.1. For comparison, Table R24.5.2.1 also shows corresponding requirements for nonprestressed members.

**R24.5.2 تصنيف عناصر الانحناء مسبقة الاجهاد**

**R24.5.2.1** تُعرّف ثلاث فئات من سلوك عناصر الانحناء مسبقة الاجهاد. يفترض عناصر من الفئة U التصرف كعناصر غير متشققة. من المفترض أن تتصرف عناصر الفئة C كعناصر متشققة. من المفترض أن يكون سلوك عناصر الفئة T في مرحلة انتقالية بين غير متشققة ومتشققة. يتم تلخيص متطلبات الخدمة لكل فئة في الجدول R24.5.2.1. للمقارنة، ويبين الجدول R24.5.2.1 أيضاً المتطلبات المقابلة للعناصر غير مسبقة الاجهاد.

These classes apply to both bonded and unbonded prestressed flexural members, but prestressed two-way slab systems are required to be designed as Class U with  $f_t \leq 0.5 (f'_c)^{0.5}$ . The precompressed tension zone is that portion of a prestressed member where flexural tension, calculated using gross section properties, would occur under unfactored dead and live loads if the prestress force was not present.

تطبق هذه الفئات على كل من عناصر الانحناء مسبقة الإجهاد المترابطة والغير مترابطة، ولكن يجب تصميم أنظمة البلاطات ثنائية الاتجاه مسبقة الإجهاد كصنف U مع  $f_t \leq 0.5 (f'_c)^{0.5}$ . إن منطقة الشد المضغوطة مسبقاً هي جزء من عنصر مسبق الإجهاد حيث يتم استخدام انحناء الشد، محسوباً باستخدام خصائص المقطع الإجمالي، تحت أحمال ميتة وحية غير مصعدة إذا لم تكن قوة الإجهاد المسبق موجودة.

Prestressed concrete is usually designed so that the prestress force introduces compression into this zone, thus effectively reducing the magnitude of the tensile stress.

عادة ما يتم تصميم الخرسانة مسبقة الإجهاد بحيث تقدم قوة مسبقة الإجهاد الضغط إلى هذه المنطقة، وبالتالي تقلل بشكل فعال من الإجهاد للشد

For corrosive environments, defined as an environment in which chemical attack (such as seawater, corrosive industrial atmosphere, or sewer gas) is encountered, cracking at service loads becomes more critical to long-term performance.

. بالنسبة إلى البيئات المسببة للتآكل، والتي تعرف بأنها بيئة يتم فيها مواجهة هجوم كيميائي (مثل مياه البحر أو هواء التآكل الصناعي أو غاز الصرف الصحي)، يصبح التشقق في أحمال الخدمة أكثر أهمية للأداء على المدى الطويل.

For these conditions, cover should be increased in accordance with 20.6.1.4, and tensile stresses in the concrete reduced to minimize possible cracking at service loads.

لهذه الحالات، يجب زيادة الغطاء وفقاً لـ 20.6.1.4، وتقليل إجهاد الشد في الخرسانة لتقليل التشقق المحتمل لأحمال الخدمة.

Table R24.5.2.1—Serviceability design requirements

جدول - R24.5.2.1 متطلبات تصميم إمكانية الخدمة

	Prestressed			Nonprestressed
	Class U	Class T	Class C	
Assumed behavior	Uncracked	Transition between uncracked and cracked	Cracked	Cracked
Section properties for stress calculation at service loads	Gross section 24.5.2.2	Gross section 24.5.2.2	Cracked section 24.5.2.3	No requirement
Allowable stress at transfer	24.5.3	24.5.3	24.5.3	No requirement
Allowable compressive stress based on uncracked section properties	24.5.4	24.5.4	No requirement	No requirement
Tensile stress at service loads 24.5.2.1	$\leq 0.62 \sqrt{f'_c}$	$0.62 \sqrt{f'_c} < f_t \leq 1.0 \sqrt{f'_c}$	No requirement	No requirement
Deflection calculation basis	24.2.3.8, 24.2.4.2 Gross section	24.2.3.9, 24.2.4.2 Cracked section, bilinear	24.2.3.9, 24.2.4.2 Cracked section, bilinear	24.2.3, 24.2.4.1 Effective moment of inertia
Crack control	No requirement	No requirement	24.3	24.3
Computation of $\Delta f_m$ or $f_s$ for crack control	—	—	Cracked section analysis	$M/(A_e \times \text{lever arm})$ , or $2/3 f_y$
Side skin reinforcement	No requirement		9.7.2.3	9.7.2.3

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**24.5.2.2** For Class U and T members, stresses at service loads shall be permitted to be calculated using the uncracked section.

**24.5.2.2** بالنسبة لعناصر الفئة U و T، يجب أن يتم حساب الإجهادات في أحمال الخدمة باستخدام المقطع الغير متشقق

**24.5.2.3** For Class C members, stresses at service loads shall be calculated using the cracked transformed section.

**24.5.2.3.** بالنسبة لعناصر الفئة C، يتم حساب الإجهادات في أحمال الخدمة باستخدام المقطع المتشكل المتشقق

**R24.5.2.3** Prestressed members are classified based on the magnitude of the stress in the precompressed tension zone, calculated assuming the section remains uncracked. Once it is determined that a member is Class C, with  $f_t > 1.0(f_c)^{0.5}$  subsequent calculations of service load stresses are based on the cracked transformed section.

**R24.5.2.3** يتم تصنيف العناصر مسبقة الإجهاد استنادًا إلى حجم الإجهاد في منطقة الشد المضغوطة مسبقًا، محسوبة بافتراض أن المقطع لا يزال غير متشقق. بمجرد تحديد أن العنصر من الفئة C، مع  $f_t > 1.0(f_c)^{0.5}$ ، تستند الحسابات اللاحقة لإجهادات حمل الخدمة على المقطع المتشكل المتشقق.

**24.5.3** Permissible concrete stresses at transfer of prestress

**24.5.3.** أجهادات الخرسانة المسموح بها عند نقل الإجهاد المسبق

**R24.5.3** *Permissible concrete stresses at transfer of prestress*—The concrete stresses at this stage are caused by the weight of the member and the force in the prestressed reinforcement after jacking reduced by the losses due to seating of the prestressed reinforcement and elastic shortening of the concrete. Shrinkage, creep, and relaxation effects are generally not included at this stage. These stresses apply to both pretensioned and post-tensioned concrete with proper modifications of the losses at transfer.

**R24.5.3.** أجهادات الخرسانة المسموح بها عند نقل الإجهاد المسبق - يسبب أجهادات الخرسانة في هذه المرحلة من وزن العنصر والقوة في التسليح مسبق الإجهاد بعد أن خفّض الرفع بسبب الإجهادات بسبب تموضع التسليح مسبق الإجهاد والتقصير المرن للخرسانة. عادة لا يتم تضمين الانكماش، وزحف، وتأثيرات الاستطالة في هذه المرحلة. تنطبق هذه الإجهادات على كل من الخرسانة مسبقة الشد أو لاحقة الشد مع التعديلات المناسبة للفوائد عند النقل.

**24.5.3.1** Calculated extreme concrete fiber stress in compression immediately after transfer of prestress, but before time-dependent prestress losses, shall not exceed the limits in Table 24.5.3.1

**24.5.3.1** أجهاد الألياف القصوى الخرسانية المحسوبة في الضغط مباشرة بعد نقل الإجهاد المسبق، ولكن قبل تقليل الإجهاد المسبق المعتمد على الوقت، يجب ألا تتجاوز الحدود الواردة في الجدول 24.5.3.1

**Table 24.5.3.1—Concrete compressive stress limits immediately after transfer of prestress**

**الجدول 24.5.3.1 — حدود أجهاد الضغط الخرسانية مباشرة بعد نقل الإجهاد المسبق**

Location	Concrete compressive stress limits
End of simply-supported members	$0.70f_{ci}'$
All other locations	$0.60f_{ci}'$

**R24.5.3.1** The permissible concrete compressive stresses at transfer of prestress are higher at ends of simply supported members than at other locations based on research in the precast, prestressed concrete industry (Castro et al. 2004; Dolan and Krohn 2007; Hale and Russell 2006).

**R24.5.3.1** تكون إجهادات الضغط الخرسانية المسموح بها عند نقل الإجهاد المسبق أعلى عند أطراف العناصر بسيطة الاسناد من المواقع الأخرى على أساس البحث في صناعة الخرسانة مسبقة الإجهاد ومسبقة الصب (Castro et al. 2004; Dolan and Krohn 2007; Hale and Russell 2006).

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**24.5.3.2** Calculated extreme concrete fiber stress in tension immediately after transfer of prestress, but before time-dependent prestress losses, shall not exceed the limits in Table 24.5.3.2, unless permitted by 24.5.3.2.1.

24.5.3.2 أجهاد الألياف القصوى الخرسانية المحسوبة في الشد مباشرة بعد نقل الإجهاد المسبق، ولكن بواسطة الفوائد مسبقاً الإجهاد المعتمدة على الوقت، يجب ألا تتجاوز الحدود الواردة في الجدول 24.5.3.2، ما لم يسمح به 24.5.3.2.1.

**Table 24.5.3.2—Concrete tensile stress limits immediately after transfer of prestress, without additional bonded reinforcement in tension zone**

الجدول 24.5.3.2 - حدود إجهاد الشد الخرسانية مباشرة بعد نقل الإجهاد المسبق، دون تسليح إضافي مترابط في منطقة الشد

Location	Concrete tensile stress limits
Ends of simply-supported members	$0.5 \sqrt{f'_c}$
All other locations	$0.25 \sqrt{f'_c}$

**24.5.3.2.1** The limits in Table 24.5.3.2 shall be permitted to be exceeded where additional bonded reinforcement in the tension zone resists the total tensile force in the concrete calculated with the assumption of an uncracked section.

24.5.3.2.1 يجب السماح بتجاوز الحدود الواردة في الجدول 24.5.3.2 حيث يقاوم التسليح الإضافي المترابط في منطقة الشد قوة الشد الكلية في الخرسانة المحسوبة بافتراض وجود مقطع غير متشقق.

**R24.5.3.2** The tensile stress limits  $0.25 \sqrt{f'_c}$  and  $0.50 \sqrt{f'_c}$  refer to tensile stresses at transfer of prestress at locations

**R24.5.3.2** تشير حدود أجهاد الشد  $0.25 \sqrt{f'_c}$  and  $0.50 \sqrt{f'_c}$  إلى أجهادات الشد عند نقل مواقع الإجهاد المسبق

other than the precompressed tension zone. Where tensile stresses exceed the permissible values, the total force in the tensile stress zone may be calculated and reinforcement proportioned on the basis of this force at a stress of  $0.6 f_t$ , but not more than 210 MPa. The effects of creep and shrinkage begin to reduce the tensile stress almost immediately; however, some tension remains in these locations after allowance is made for all prestress losses.

بخلاف منطقة الشد المضغوطة مسبقاً. عندما تتجاوز أجهادات الشد القيم المسموح بها، يمكن حساب القوة الكلية في منطقة إجهاد الشد ونسب التسليح على أساس هذه القوة عند إجهاد  $0.6 f_t$ ، ولكن ليس أكثر من 210 ميغا باسكال. تبدأ تأثيرات الزحف والانتكاش في تقليل إجهاد الشد على الفور تقريباً؛ ومع ذلك، لا يزال بعض الشد في هذه المواقع بعد أن يتم السماح لجميع الفوائد في الأجهاد المسبق.



**24.5.4 Permissible concrete compressive stresses at service loads**

24.5.4 أجهادات الضغط الخرسانية المسموح بها في أحمال الخدمة

**24.5.4.1** For Class U and T members, the calculated extreme concrete fiber stress in compression at service loads, after allowance for all prestress losses, shall not exceed the limits in Table 24.5.4.1.

24.5.4.1 بالنسبة لعناصر الفئة U و T ، يجب ألا يتجاوز إجهاد الألياف القصوى الخرسانية المحسوبة في الضغط عند أحمال الخدمة ، بعد السماح لجميع الفوائد في الإجهاد المسبق، الحدود الواردة في الجدول 24.5.4.1.

**Table 24.5.4.1—Concrete compressive stress limits at service loads**

الجدول 24.5.4.1 - حدود أجهاد الضغط الخرسانية في أحمال الخدمة

Load condition	Concrete compressive stress limits
Prestress plus sustained load	$0.45f_c'$
Prestress plus total load	$0.60f_c'$

**R24.5.4 Permissible concrete compressive stresses at service loads**

R24.5.4 أجهادات الضغط الخرسانية المسموح بها في أحمال الخدمة

**R24.5.4.1** The compressive stress limit of  $0.45f_c'$  was originally established to decrease the probability of failure of prestressed concrete members due to repeated loads.

R24.5.4.1 تم تحديد حد إجهاد الضغط البالغ  $0.45f_c'$  في الأصل لتقليل احتمال انهيار عناصر الخرسانة مسبقة الإجهاد بسبب الأحمال المتكررة.

This limit also seemed reasonable to preclude excessive creep deformation. At higher values of stress, creep strains tend to increase more rapidly as applied stress increases.

هذا الحد يبدو أيضا معقولا لمنع تشوه الزحف الزائد. في القيم الأعلى للإجهاد، تميل أنفعالات الزحف إلى الزيادة بسرعة أكبر مع زيادة الإجهاد المطبق.

Fatigue tests of prestressed concrete beams have shown that concrete compressive failures are not the controlling criterion. Therefore, the stress limit of  $0.60f_c'$  permits a onethird increase in allowable compressive stress for members subject to transient loads.

وقد أظهرت اختبارات أجهاد الفتل للكمرات الخرسانية مسبقة الإجهاد أن انهيارات ضغط الخرسانة ليست هي معيار التحكم. لذلك، يسمح حد الإجهاد  $0.60f_c'$  زيادة ثلث في أجهاد الضغط المسموح به للعناصر المعرضة لأحمال النقل.

Sustained live load is any portion of the service live load that will be sustained for a sufficient period to cause significant time-dependent deflections. Thus, when the sustained live and dead loads are a large percentage of the total service load, the  $0.45f_c'$  limit of Table 24.5.4.1 typically controls.

الحمل الحي الدائم هو أي جزء من الحمل الحي للخدمة الذي سيستمر لفترة كافية لإحداث تشوهات هامة تعتمد على الوقت. وهكذا، عندما تكون الأحمال الحية والميتة المستمرة نسبة كبيرة من الحمل الإجمالي للخدمة، يتحكم عادة الحد  $0.45f_c'$  من الجدول 24.5.4.1.

On the other hand, when a large portion of the total service load consists of a transient or temporary service live load, the increased stress limit of  $0.60f_c'$  typically controls.

من ناحية أخرى، عندما يتكون جزء كبير من الحمل الإجمالي للخدمة من حمل مباشر مؤقت، فإن الحد الزائد للإجهاد  $0.60f_c'$  يتحكم عادة.

The compression limit of  $0.45f_c'$  for prestress plus sustained loads will continue to control the time-dependent behavior of prestressed members

سيستمر حد الضغط  $0.45f_c'$  لأحمال الإجهاد المسبق زائد الدائمة للتحكم في السلوك المعتمد على الوقت للعناصر مسبقة الإجهاد.

## CODE

الكود

### CHAPTER 25—REINFORCEMENT DETAILS

#### 25.1—Scope

#### الفصل 25 - تفاصيل التسليح 25.1 المجال

## COMMENTARY

التعليق

### R25—REINFORCEMENT DETAILS

#### R25.1—Scope

Recommended methods and standards for preparing design drawings, typical details, and drawings for the fabrication and placing of steel reinforcement in reinforced concrete structures are given in the *ACI Detailing Manual* (SP-66). All provisions in the Code relating to bar, wire, or strand diameter (and area) are based on the nominal dimensions of the reinforcement as given in the appropriate ASTM specification.

#### R25 - تفاصيل التسليح

##### R25.1 المجال

يتم إعطاء الطرق والمعايير الموصى بها لإعداد الرسومات التصميمية والتفاصيل النموذجية والرسومات لتصنيع ووضع حديد التسليح في المنشآت الخرسانية المسلحة في دليل (ACI SP-66). تعتمد جميع الأحكام الواردة في الكود المتعلقة بقطر الشبك أو السلك أو الكابل (والمساحة) على الأبعاد الاسمية للتسليح كما هو محدد في مواصفات ASTM المناسبة.

Nominal dimensions are equivalent to those of a circular area having the same weight per foot as the ASTM designated bar, wire, or strand sizes. Cross-sectional area of reinforcement is based on nominal dimensions.

أبعاد الاسمية تعادل تلك الموجودة في منطقة دائرية لها نفس الوزن لكل متر مثل الاحجام المصممة للشبك أو السلك أو الكابل ASTM. تستند مساحة المقطع العرضي للتسليح على الأبعاد الاسمية.

**25.1.1** This chapter shall apply to reinforcement details, including:

- (a) Minimum spacing
- (b) Standard hooks, seismic hooks, and crossties
- (c) Development of reinforcement
- (d) Splices
- (e) Bundled reinforcement
- (f) Transverse reinforcement
- (g) Post-tensioning anchorages and couplers

**25.1.1** ينطبق هذا الفصل على تفاصيل التسليح، بما في ذلك

- (أ) أقل تباعد
- (ب) الخطافات القياسية، والخطافات الزلزالية، والروابط المتقاطعة
- (ج) تثبيت التسليح
- (د) التوصيلات
- (هـ) التسليح المجمعة
- (و) التسليح العرضي
- (ز) المساند والمثبتات لاحقة الشد

**25.1.2** Provisions of 25.9 shall apply to anchorage zones for post-tensioned tendons.

**25.1.2** تنطبق أحكام 25.9 على مناطق التثبيت للكابلات لاحقة الشد.

**R25.1.1** In addition to the requirements in this chapter that affect detailing of reinforcement, detailing specific to particular members is given in the corresponding member chapters. Additional detailing associated with structural integrity requirements is covered in 4.10

**R25.1.1** بالإضافة إلى المتطلبات الواردة في هذا الفصل والتي تؤثر على تفاصيل التسليح، يتم إعطاء تفاصيل خاصة لعناصر معينة في فصول العناصر المقابلة. يتم تناول تفاصيل إضافية مرتبطة بمتطلبات التكامل الإنشائي في 4.10

**25.2—Minimum spacing of reinforcement**

**25.2.1** For parallel nonprestressed reinforcement in a horizontal layer, clear spacing shall be at least the greatest of 25 mm.,  $d_b$ , and  $(4/3)d_{agg}$ .

**25.2 – أقل تباعد للتسليح**

**25.2.1** بالنسبة للتسليح الغير مسبِق الاجهاد المتوازي في طبقة أفقية، يجب أن تكون المسافة الصافية على الأقل أكبر من 25 mm ، و  $d_b$  ، و  $(4/3)d_{agg}$ .

**25.2.2** For parallel nonprestressed reinforcement placed in two or more horizontal layers, reinforcement in the upper layers shall be placed directly above reinforcement in the bottom layer with a clear spacing between layers of at least 25 mm.

**25.2.2** في حالة التسليح الغير مسبِق الاجهاد الموازي للوضع في طبقتين أفقيتين أو أكثر ، يجب وضع التسليح في الطبقات العليا مباشرة فوق التسليح في الطبقة السفلية مع تباعد صافي بين الطبقات لا تقل عن 25 mm

**25.2.3** For longitudinal reinforcement in columns, pedestals, struts, and boundary elements in walls, clear spacing between bars shall be at least the greatest of 40 mm.,  $1.5d_b$ , and  $(4/3)d_{agg}$ .

**25.2.3.** بالنسبة للتسليح الطولي في الأعمدة والقواعد العلوية والدعامات وعناصر الحدود في الجدران، يجب أن يكون التباعد الصافي بين الاسياخ أكبر على الأقل من 40 mm ، و  $1.5 d_b$  ، و  $(4/3)d_{agg}$ .

**25.2.4** For pretensioned strands at ends of a member, minimum center-to-center spacing  $s$  shall be the greater of the value in Table 25.2.4, and  $[(4/3)d_{agg} + d_b]$ .

**25.2.4** بالنسبة للكابلات لاحقة الشد في نهايات عنصر ما ، يجب أن تكون أقل تباعد بين المركز إلى المركز  $s$  أكبر في الجدول 25.2.4.  $[(4/3)d_{agg} + d_b]$ .

**Table 25.2.4—Minimum center-to-center spacing of pretensioned strands at ends of members**

**الجدول 25.2.4 — أقل تباعد بين الكابلات لاحقة الشد في نهايات العناصر من مركز إلى مركز**

$f_d'$ , MPa	Nominal strand diameter, mm	Minimum $s$
< 28	All	$4d_b$
≥ 28	< 12.7 mm	$4d_b$
	12.7 mm	45 mm
	15.2 mm	50 mm

**R25.2—Minimum spacing of reinforcement**

The minimum limits are set to permit concrete to flow readily into spaces between bars and between bars and forms without honeycombs, and to ensure against concentration of bars on a line that may cause shear or shrinkage cracking. Use of nominal bar diameter to define minimum spacing permits a uniform criterion for all bar sizes.

**R25.2 – أقل تباعد للتسليح**

يتم تعيين أقل حدود تسمح للخرسانة بالتدفق بسهولة في المساحات بين الاسياخ وبين الاسياخ والأشكال بدون ثقوب، ولضمان عدم تركيز الاسياخ على خط قد يسبب تشقق القص أو الانكماش. إن استخدام قطر السليخ الاسمي لتحديد الحد الأدنى من التباعد يسمح بمعيار منتظم لجميع أحجام الاسياخ.

In 2014, the size limitations on aggregates were translated to minimum spacing requirements, and are provided to promote proper encasement of reinforcement and to minimize honeycombing. The limitations associated with aggregate size need not be satisfied if, in the judgment of the licensed design professional, the workability and methods of consolidation of the concrete are such that the concrete can be placed without creating honeycombs or voids.

في عام 2014 ، تم ترجمة قيود الحجم على الركام إلى الحد الأدنى من متطلبات التباعد ، وتم توفيرها لتشجيع التغليف المناسب للتسليح وتقليل النخر إلى أدنى حد. لا يلزم استيفاء القيود المرتبطة حجم الركام إذا كانت قابلية التشغيل وطرق تصلب الخرسانة، في حكم محترف التصميم المرخص، يمكن أن توضع الخرسانة دون تكوين ثقوب أو فراغات.

The development lengths given in 25.4 are a function of the bar spacing and cover. As a result, it may be desirable to use larger than minimum bar spacing or cover in some cases.

أطوال التثبيت المعطاة في 25.4 هي دالة من تباعد السليخ والغطاء. وكنتيجة لذلك، قد يكون من المستحسن استخدام تباعد السليخ أو غطاء أكبر من الحد الأدنى في بعض الحالات

**R25.2.4** The decreased spacing for transfer strengths of 28 MPa or greater is based on Deatherage et al. (1994) and Russell and Burns (1996).

**R25.2.4.** يستند التباعد المنخفض لمقاومة النقل 28 MPa أو أكبر على (Deatherage et al. (1994) and Russell and Burns (1996).

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

25.2.5 For pretensioned wire at ends of a member, minimum center-to-center spacing  $s$  shall be the greater of  $5db$  and  $[(4/3)d_{agg} + db]$ .

25.2.5 بالنسبة للأسلاك مسبقة الشد عند أطراف العنصر، يكون الحد الأدنى للتباعد بين المركز إلى المركز أكبر من  $5db$  و  $[(4/3)d_{agg} + db]$ .

25.2.6 Reduced vertical spacing including bundling of prestressed reinforcement shall be permitted in the middle portion of a span.

25.2.6 يجب أن يسمح بالتباعد الرأسى المخفض ، بما في ذلك حزمة التسليح مسبق الاجهاد ، في الجزء الأوسط من البحر.

25.2.7 For parallel nonprestressed reinforcement in shotcrete members, the clear spacing shall be in accordance with (a) or (b):

(a) The clear spacing between bars shall be at least the greater of  $6db$  and 65 mm.

(b) If two curtains of reinforcement are provided, the clear spacing between bars in the curtain nearer the nozzle shall be at least  $12db$ . The clear spacing between bars in the remaining curtain shall conform to (a).

25.2.7 بالنسبة للتسليح الغير مسبق الاجهاد الموازي لعناصر الخرسانة المرشوشة ، يجب أن تكون المسافات الصافية مطابقة لما يلي (أ) أو (ب):  
(أ) يجب ألا يقل التباعد بين الاسياخ عن  $6db$  و 65 mm على الأقل.  
(ب) إذا تم توفير طبقات من التسليح ، يجب أن تكون المسافة الصافية بين الاسياخ في الطبقة بالقرب من الفوهة  $12db$  على الأقل. يجب أن تتوافق المسافات الصافية بين الاسياخ في الطبقة المتبقية مع (أ).

25.2.7.1 It shall be permitted to use a clear spacing that does not meet 25.2.7(a) or 25.2.7(b) provided shotcrete mockup panels are used to demonstrate proper reinforcement encasement in accordance with (a) and (b):

(a) The shotcrete mockup panels shall be representative of the most complex reinforcement configurations to be encountered.

(b) The licensed design professional shall specify the shotcrete mock-up panel quantity, frequency of shooting per nozzle man and member type, and panel thickness to verify reinforcement encasement.

25.2.7.1 يجب السماح باستخدام تباعد صافي لا يفي بـ 25.2.7 (أ) أو 25.2.7 (ب) بشرط استخدام الألواح المصنوعة من الخرسانة المرشوشة لإثبات غلاف التسليح المناسب وفقاً لـ (أ) و (ب) :

(أ) يجب أن تكون الألواح المصنوعة من الخرسانة المرشوشة ممثلة لأشكال التسليح المعقد التي يمكن مواجهتها.

(ب) يجب على محترف التصميم المرخص أن يحدد كمية لوحة الخرسانة المرشوشة ، وتكرار الرش لكل فاصل ونوع عنصر ، وسمك اللوحة للتحقق من تغليف التسليح.

R25.2.7.1 Information on shotcrete mockup panels is provided in ACI 506R, and information on evaluating shotcrete is provided in ACI 506.4R.

R25.2.7.1 يتم توفير معلومات عن ألواح الخرسانة المرشوشة في ACI 506R، ومعلومات عن تقييم الخرسانة المرشوشة في ACI 506.4R.

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

**25.2.8** For prestressed strands in shotcrete members, minimum center-to-center spacing,  $s$ , shall satisfy 25.2.4, except as permitted in 25.2.6.

**25.2.8** بالنسبة للخيوط مسبقة الإجهاد في عناصر الخرسانة المرشوشة، يجب أن يفي أقل تباعد من مركز إلى مركز 25.2.4 ، باستثناء ما هو مسموح به في 25.2.6.

**25.2.9** For prestressed wire in shotcrete members, minimum center-to-center spacing,  $s$ , shall satisfy the requirements for wire in 25.2.5, except as permitted in and 25.2.6

**25.2.9** بالنسبة للأسلاك مسبقة الإجهاد في عناصر الخرسانة المرشوشة ، يجب أن يفي أقل تباعد من المركز إلى المركز بالمتطلبات الخاصة بالسلك في 25.2.5 ، باستثناء ما هو مسموح به في 25.2.6

**25.2.10** For ties, hoops, and spiral reinforcement in columns to be placed with shotcrete, minimum clear spacing shall be 75 mm.

**25.2.10** بالنسبة للروابط والأطواق والتسليح الحلزوني في الأعمدة التي توضع مع الخرسانة المرشوشة ، يجب أن يكون الحد الأدنى للتباعد الصافي 75 مم.

**25.2.10.1** It shall be permitted to use a clear spacing other than 75 mm provided shotcrete mockup panels are used to demonstrate proper encasement of the reinforcement in accordance with 25.2.7.1

**25.2.10.1** يجب السماح باستخدام تباعد صافي بخلاف 75 مم بشرط استخدام ألواح مصنوعة من الخرسانة المرشوشة لإثبات التغطية المناسبة للتسليح طبقاً لـ 25.2.7.1

**R25.2.10** Shotcrete is usually not used in new construction for columns because the close spacing between ties, hoops, or spiral reinforcement makes it difficult to achieve adequate encasement of the column longitudinal reinforcement. Spacing closer than required in 25.2.10 requires approval by the licensed design professional based on shotcrete mockup panels demonstrating that the reinforcement can be encased without voids.

**R25.2.10** لا تستخدم الخرسانة المرشوشة عادة في البناء الجديد للأعمدة لأن التباعد القريب بين الروابط أو الأطواق أو التسليح الحلزوني يجعل من الصعب تحقيق تغليف كافٍ للتسليح الطولي للأعمدة. يتطلب التباعد الأقرب مما هو مطلوب في 25.2.10 موافقة محترف التصميم المرخص استناداً إلى لوحات مصنوعة من الخرسانة المرشوشة التي توضح أنه يمكن تغليف التسليح بدون فراغات.

## CODE

### الكود

#### 25.3—Standard hooks, seismic hooks, crossties, and minimum inside bend diameters

25.3 - الخطافات القياسية، والخطافات الزلزالية، والروابط المتقاطعة، وأقل الأقطار داخل الانحناء

**25.3.1** Standard hooks for the development of deformed bars in tension shall conform to Table 25.3.1

25.3.1 يجب أن تتطابق الخطافات القياسية لتثبيت الاسياخ المحزنة في الشد مع الجدول 25.3.1

**25.3.2** Minimum inside bend diameters for bars used as transverse reinforcement and standard hooks for bars used to anchor stirrups, ties, hoops, and spirals shall conform to Table 25.3.2. Standard hooks shall enclose longitudinal reinforcement.

25.3.2 يجب أن تتطابق مع الجدول 25.3.2 الحد الأدنى لقطر الانحناء الداخلي للأسياخ المستخدمة كتسليح عرضي وخطافات قياسية للأسياخ المستخدمة في تثبيت الكانات، والروابط، والأطواق، والحلزونات. وخطافات القياسية يجب أن تحتوي على تسليح طولي.

## COMMENTARY

### التعليق

#### R25.3—Standard hooks, seismic hooks, crossties, and minimum inside bend diameters

R25.3 - الخطافات القياسية، والخطافات الزلزالية، والروابط المتقاطعة، وأقل الأقطار داخل الانحناء

**R25.3.1** Standard bends in reinforcing bars are described in terms of the inside diameter of bend because the inside bend diameter is easier to measure than the radius of bend. The primary factors affecting the minimum bend diameter are feasibility of bending without breakage and avoidance of crushing the concrete inside the bend.

R25.3.1 توصف الانحناءات القياسية في أسياخ التسليح من حيث القطر الداخلي للانحناء لأن قطر الانحناء الداخلي أسهل في القياس من نصف قطر الانحناء. العوامل الأساسية التي تؤثر على الحد الأدنى لقطر الانحناء هي إمكانية الانحناء دون الاختراق وتجنب تكسير الخرسانة داخل الانحناء.

**R25.3.2** Standard stirrup, tie, and hoop hooks are limited to No. 25 bars and smaller, and the 90-degree hook with  $6db$  extension is further limited to No. 16 bars and smaller, as the result of research showing that larger bar sizes with 90-degree hooks and  $6db$  extensions tend to spall off the cover concrete when the reinforcement is stressed and the hook straightens.

R25.3.2 يقتصر الكانات القياسية والروابط وخطافات الأطواق على الاسياخ رقم 25 وأصغر، ويقتصر ربط الخطاف 90 درجة بامتداد  $db6$  على الاسياخ رقم 16 وأصغر، كنتيجة للبحث الذي يبين أن أكبر أحجام للسياخ مع خطافات 90 درجة وتوسعات  $db6$  تميل إلى أنتزاع غطاء الخرسانة عندما يتم أجهاد التسليح ويستقيم الخطاف

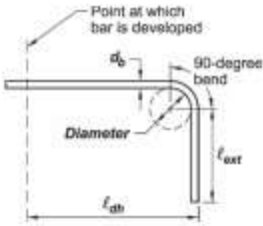
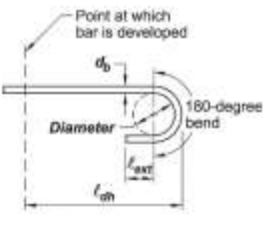
The minimum  $4db$  bend for the bar sizes commonly used for stirrups, ties, and hoops is based on accepted industry practice in the United States. Use of a stirrup bar size No. 16 or smaller for the 90, 135, or 180-degree standard stirrup hook will permit multiple bending on standard stirrup bending equipment. Constructibility issues should be considered in selecting anchorage details. In particular, the use of 180-degree hooks should be avoided in closed stirrups, ties, and hoops made of continuous reinforcement

ويستند الحد الأدنى للانحناء  $db 4$  لأحجام الاسياخ المستخدمة عادة للكانات، والروابط، والأطواق على تطبيق الصناعة المقبولة في الولايات المتحدة. سيسمح استخدام حجم سياخ الكانات رقم 16 أو الأصغر لخطاف الكانات القياسية 90 أو 135 أو 180 درجة بتعدد الانحناءات على معدات أنحناء الكانات القياسية. يجب النظر في قضايا البناء في اختيار تفاصيل التثبيت. على وجه الخصوص، ينبغي تجنب استخدام خطافات 180 درجة في كانات مغلقة، روابط، وأطواق مصنوعة من التسليح المستمر.



**Table 25.3.1—Standard hook geometry for development of deformed bars in tension**

الجدول 25.3.1 - خصائص هندسية للخفاف القياسي لتثبيت الاسياخ المحزنة في الشد

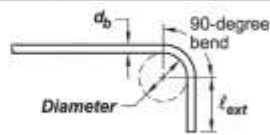
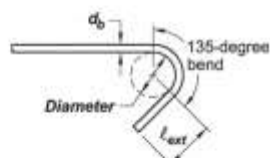
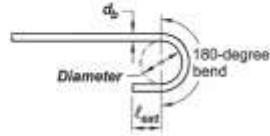
Type of standard hook	Bar size	Minimum inside bend diameter, mm	Straight extension <sup>[1]</sup> $\ell_{ext}$ , mm	Type of standard hook
90-degree hook	No. 10 through No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 29 through No. 36	$8d_b$		
	No. 43 through No. 57	$10d_b$		
180-degree hook	No. 10 through No. 25	$6d_b$	Greater of $4d_b$ and 65 mm	
	No. 29 through No. 36	$8d_b$		
	No. 43 through No. 57	$10d_b$		

[1] A standard hook for deformed bars in tension includes the specific inside bend diameter and straight extension length. It shall be permitted to use a longer straight extension at the end of a hook. A longer extension shall not be considered to increase the anchorage capacity of the hook.

[1] الخفاف القياسي للأسياخ المحزنة في الشد يتضمن قطر الانحناء الداخلي المحدد وطول التمديد المستقيم. يُسمح باستخدام امتداد مستقيم أطول في نهاية الخفاف. لا يُنظر في تمديد أطول لزيادة سعة تثبيت الخفاف.

**Table 25.3.2—Minimum inside bend diameters and standard hook geometry for stirrups, ties, and hoops**

الجدول 25.3.2 - الحد الأدنى لأقطار الانحناء والخصائص الهندسية للخفاف للكانات والروابط والأطواق

Type of standard hook	Bar size	Minimum inside bend diameter, mm	Straight extension <sup>[1]</sup> $\ell_{ext}$ , mm	Type of standard hook
90-degree hook	No. 10 through No. 16	$4d_b$	Greater of $6d_b$ and 75 mm	
	No. 19 through No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
135-degree hook	No. 10 through No. 16	$4d_b$	Greater of $6d_b$ and 75 mm	
	No. 19 through No. 25	$6d_b$		
180-degree hook	No. 10 through No. 16	$4d_b$	Greater of $4d_b$ and 65 mm	
	No. 19 through No. 25	$6d_b$		

[1] A standard hook for stirrups, ties, and hoops includes the specific inside bend diameter and straight extension length. It shall be permitted to use a longer straight extension at the end of a hook. A longer extension shall not be considered to increase the anchorage capacity of the hook.

[1] خفاف قياسي للكانات ، والربط ، والأطواق يشمل المواصفات قطر الانحناء الداخلي وطول التمديد المستقيم. يُسمح باستخدام امتداد مستقيم أطول في نهاية الخفاف. لا يُنظر في تمديد أطول لزيادة سعة تثبيت الخفاف.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**25.3.3** Minimum inside bend diameters for welded wire reinforcement used as stirrups or ties shall not be less than **4db** for deformed wire larger than D6 and **2db** for all other wires. Bends with inside diameter of less than **8db** shall not be less than **4db** from nearest welded intersection.

**25.3.3** يجب ألا يقل أقطار الانحناء الداخلية للأسلاك الملحومة المستخدمة ككائنات أو روابط أقل عن **4db** للأسلاك المحلزن الأكبر من D6 و **2db** لجميع الأسلاك الأخرى. لا يقل انحناء القطر الداخلي عن **8db** عن **4db** من أقرب تقاطع ملحوم

**25.3.4** Seismic hooks used to anchor stirrups, ties, hoops, and crossties shall be in accordance with (a) and (b):

(a) Minimum bend of 90 degrees for circular hoops and 135 degrees for all other hoops

(b) Hook shall engage longitudinal reinforcement and the extension shall project into the interior of the stirrup or hoop

**25.3.4** يجب أن تكون الخطافات الزلزالية المستخدمة في تثبيت الكائنات والروابط المتقاطعة والأطواق وفقاً لما يلي: (أ) و (ب):  
(أ) الحد الأدنى من الانحناء 90 درجة للأطواق الدائرية و 135 درجة لجميع الأطواق الأخرى  
(ب) يلتصق الخطاف في التسليح الطولي، وينتقل الامتداد إلى داخل الكائنات أو طوق

**25.3.5** Crossties shall be in accordance with (a) through (e):

**25.3.5** يجب أن يكون الروابط المتقاطعة من (أ) إلى (هـ):

- (a) Crosstie shall be continuous between ends
- (b) There shall be a seismic hook at one end
- (c) There shall be a standard hook at other end with minimum bend of 90 degrees
- (d) Hooks shall engage peripheral longitudinal bars
- (e) 90-degree hooks of two successive crossties engaging the same longitudinal bars shall be alternated end for end, unless crossties satisfy 18.6.4.3 or 25.7.1.6.1

(أ) يجب أن يكون الرابط مستمراً بين النهايات  
(ب) يكون هناك خطاف زلزالي في أحد طرفيه  
(ج) يكون هناك خطاف قياسي في الطرف الآخر مع أدنى انحناء قدره 90 درجة  
(د) يلتصق الخطاف بالاسياخ الطولية الطرفية  
(هـ) يجب أن تكون الخطاف ذات 90 درجة من رابطتين متعاقبتين تشتركان في الاسياخ الطولية نفسها نهاية متبادلة للنهاية، ما لم الرابط المتقاطع مرضي 18.6.4.3 أو 25.7.1.6.1

**R25.3.3** Welded wire reinforcement can be used for stirrups and ties. The wire at welded intersections does not have the same uniform ductility and bendability as in areas that were not heated by welding in the manufacture of the welded wire reinforcement. These effects of the welding temperature are usually dissipated in a distance of approximately four wire diameters. Minimum bend diameters permitted are in most cases the same as those required in the ASTM bend tests for wire (ASTM A1064 and A1022).

**R25.3.3** يمكن استخدام تسليح الأسلاك الملحومة للكائنات والرباطات. لا يكون للسلك عند التقاطعات الملحومة نفس ليونة وانحناء متمثلان كما في المناطق التي لم يتم تسخينها بواسطة اللحام في تصنيع تسليح الأسلاك الملحومة. وعادة ما تتبدد هذه التأثيرات من درجة حرارة اللحام في مسافة ما يقرب من أربعة أقطار الأسلاك. إن الحد الأدنى لأقطار الانحناء المسموح به في معظم الحالات هو نفسه مثل تلك المطلوبة في اختبارات انحناء ASTM للسلك (ASTM A1064 و A1022)

**R25.3.5** Crossties are illustrated in Fig. R25.3.5

**R25.3.5** تم توضيح حالات الروابط المتقاطعة في الشكل R25.3.5

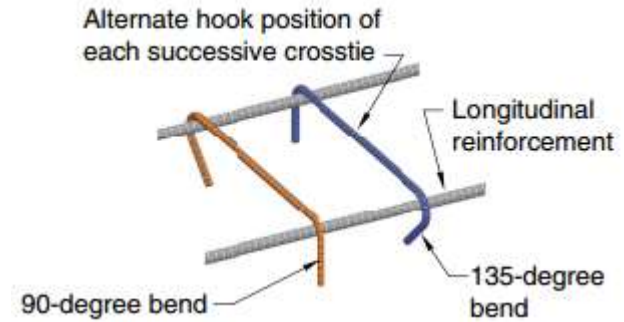


Fig. R25.3.5—Crosstie.

الشكل - R25.3.5 الروابط المتقاطعة.

## CODE

### الكود

#### 25.4—Development of reinforcement

##### 25.4.1 General

**25.4.1.1** Calculated tension or compression in reinforcement at each section of a member shall be developed on each side of that section by embedment length; hook, headed deformed bar, mechanical device, or a combination thereof

#### 25.4 - تثبيت التسليح

##### 25.4.1 عام

**25.4.1.1** يتم تثبيت الشد أو الضغط المحسوب في تسليح كل مقطع من العناصر على كل جانب من هذا المقطع بواسطة طول الغرز؛ الخطاف، سيخ محلزن ذات رأس، جهاز ميكانيكي، أو مزيج من ذلك

## COMMENTARY

### التعليق

#### R25.4—Development of reinforcement

##### R25.4.1 General

**R25.4.1.1** The development length concept is based on the attainable average bond stress over the length of embedment of the reinforcement (ACI Committee 408 1966). Development lengths are required because of the tendency of highly stressed bars to split relatively thin sections of restraining concrete.

#### R25.4 - تثبيت التسليح

##### R25.4.1 عام

**R25.4.1.1** يستند مفهوم طول التثبيت إلى متوسط إجهادات الترابط القابلة للتحقيق على طول غرز التسليح (لجنة ACI 408 1966). مطلوب أطوال التثبيت المقيدة بسبب ميل أسياخ عالية الاجهاد لتقسيم مقاطع رقيقة نسبياً من الخرسانة.

A single bar embedded in a mass of concrete should not require as great a development length, although a row of bars, even in mass concrete, can create a weakened plane with longitudinal splitting along the plane of the bars.

لا ينبغي أن يتطلب سيخ واحد مغمور في كتلة من الخرسانة طول تثبيت كبير، على الرغم من أن صف من الأسياخ، حتى في الخرسانة الكتلية، يمكن أن يخلق مستوياً ضعيفاً مع تقسيم طولي على طول مستوى الأسياخ.

In application, the development length concept requires minimum lengths or extensions of reinforcement beyond all points of peak stress in the reinforcement. Such peak stresses generally occur at the points of maximum stress and points where reinforcement is bent or terminated. From a point of peak stress in reinforcement, some length of reinforcement or anchorage is necessary to develop the stress.

في التطبيق، يتطلب مفهوم طول التثبيت الحد الأدنى من الأطوال أو تمديد التسليح إلى ما وراء جميع نقاط ذروة الاجهاد في التسليح. عادةً ما تحدث هذه الاجهادات القصوى عند نقاط الحد الأقصى من الشد والنقاط حيث يتم ثني التسليح أو إنهائه. من نقطة إجهاد الذروة في التسليح، بعض طول التسليح أو التثبيت ضروري لتطوير الإجهاد.

This development length or anchorage is necessary on both sides of such peak stress points. Often, the reinforcement continues for a considerable distance on one side of a critical stress point so that calculations need involve only the other side, for example, the negative moment reinforcement continuing through a support to the middle of the next span.

هذا الطول أو التثبيت ضروري على جانبي نقاط الإجهاد القصوى. في كثير من الأحيان، يستمر التسليح لمسافة كبيرة على جانب واحد من نقطة الإجهاد الحرجة بحيث تحتاج الحسابات فقط إلى الجانب الآخر، على سبيل المثال، عزم التسليح السالب المستمر من خلال ركيزة منتصف البحر التالي.

The requirement for a minimum value of  $K_{tr}$  along development and splice lengths in 9.7.1.4, 10.7.1.3, 25.4.2.2, and 25.5.1.5 improves ductility.

يتطلب الحد الأدنى لقيمة  $K_{tr}$  على طول التثبيت وأطوال التوصيل في 9.7.1.4 و 10.7.1.3 و 25.4.2.2 و 25.5.1.5 يحسن الليونة.

## CODE

### الكود

**25.4.1.2** Hooks and heads shall not be used to develop bars in compression.

25.4.1.2 لا يسمح استخدام الخطافات والرؤوس لتثبيت الاسياخ في الضغط.

**25.4.1.3** Development lengths do not require a strength reduction factor  $\phi$ .

25.4.1.3 لا يتطلب أطوال التثبيت معامل تخفيض المقاومة  $\phi$ .

**25.4.1.4** The values of  $\sqrt{f'_c}$  used to calculate development length shall not exceed 8.3 MPa.

25.4.1.4 يجب ألا تتجاوز  $\sqrt{f'_c}$  القيم المستخدمة لحساب طول التثبيت 8.3 ميغاباسكال

**25.4.2** Development of deformed bars and deformed wires in tension

25.4.2. تثبيت الاسياخ المحلزنة والأسلاك المحلزنة في الشد

**25.4.2.1** Development length  $\ell_d$  for deformed bars and deformed wires in tension shall be the greater of (a) and (b):

(a) Length calculated in accordance with 25.4.2.2 or 25.4.2.3 using the applicable modification factors of 25.4.2.4

(b) 300 mm.

25.4.2.1 يكون طول التثبيت للأسياخ المحلزنة والأسلاك المحلزنة في الشد أكبر من (أ) و (ب):

(أ) الطول المحسوب وفقاً للرقم 25.4.2.2 أو 25.4.2.3 باستخدام معاملات التعديل المعمول بها والبالغ 25.4.2.4

(ب) 300 mm

## COMMENTARY

### التعليق

**R25.4.1.2** Hooks and heads are ineffective in compression. No data are available to demonstrate that hooks and heads can reduce development length in compression.

25.4.1.2 الخطافات والرؤوس غير فعالة في الضغط. لا توجد بيانات متاحة لإثبات أن الخطافات والرؤوس يمكن أن تقلل طول التثبيت في الضغط

**R25.4.1.3** The strength reduction factor  $\phi$  is not used in the development length and lap splice length equations. An allowance for strength reduction is already included in the expressions for determining development and splice lengths.

25.4.1.3. لا يستخدم معامل تخفيض المقاومة  $\phi$  في طول التثبيت ومعادلتها طول التوصيل. يتم إدخال التفاوت في تخفيض المقاومة فعلياً في التعبيرات لتحديد أطوال التثبيت والتوصيل.

**R25.4.1.4** Darwin et al. (1996) shows that the force developed in a bar in development and lap splice tests increases at a lesser rate than  $\sqrt{f'_c}$  with increasing compressive strength. Using  $\sqrt{f'_c}$ , however, is sufficiently accurate for values of  $\sqrt{f'_c}$  up to 8.3 MPa, and because of the long-standing use of the  $\sqrt{f'_c}$  in design, ACI Committee 318 has chosen not to change the exponent applied to the compressive strength used to calculate development and lap splice lengths, but rather to set an upper limit of 8.3 MPa on  $\sqrt{f'_c}$ .

25.4.1.4. داروين وآخرون. (1996) يدل على أن القوة تتطور في السبيخ في أطوال التثبيت والتوصيل يزداد بمعدل  $\sqrt{f'_c}$  مع زيادة مقاومة الضغط. باستخدام  $\sqrt{f'_c}$ ، ومع ذلك، دقيقة بما فيه الكفاية لقيم  $\sqrt{f'_c}$  ما يصل إلى 8.3 ميغاباسكال، وبسبب الاستخدام طويل المدى  $\sqrt{f'_c}$ ، اختارت لجنة ACI 318 عدم تغيير الأس المطبق على مقاومة الضغط المستخدمة لحساب أطوال التثبيت والتوصيل المتداخل، بل لوضع حد أعلى 8.3 ميغاباسكال

**R25.4.2** Development of deformed bars and deformed wires in tension

25.4.2. تثبيت الاسياخ المحلزنة والأسلاك المحلزنة في حالة شد

**R25.4.2.1** This provision gives a two-tier approach for the calculation of tension development length. The user can neither use the simplified provisions of 25.4.2.2 or the general development length equation (Eq. (25.4.2.3a)), which is based on the expression previously endorsed by ACI 408.1R (Jirsa et al. 1979). In Table 25.4.2.2,  $\ell_d$  is based on two preselected values of  $(c_b + K_{tr})/d_b$ , whereas  $\ell_d$  from Eq. (25.4.2.3a) is based on the actual  $(c_b + K_{tr})/d_b$ .

25.4.2.1 يعطي هذا الحكم نهجاً من مستويين لحساب طول التثبيت في الشد. يستخدم أحكام مبسطة من 25.4.2.2 أو المعادلة العامة لطول التثبيت (المعادلة 25.4.2.3a)، والذي يستند إلى التعبير الذي أقرته سابقاً ACI 408.1R (Jirsa et al. 1979). في الجدول 25.4.2.2، يستند  $\ell_d$  إلى قيمتين محددة مسبقاً  $(c_b + K_{tr})/d_b$ ، بينما المعادلة  $\ell_d$  من 25.4.2.3a. يعتمد على القيمة الفعلية  $(c_b + K_{tr})/d_b$ .

Although there is no requirement for transverse reinforcement along the tension development or lap splice length, research (Azizinamini et al. 1999a,b) indicates that in concrete with very high compressive strength, brittle anchorage failure may occur for bars with inadequate transverse reinforcement. In lap splice tests of No. 25 and No. 36 bars in concrete with an  $f'_c$  of approximately 105 MPa, transverse reinforcement improved ductile anchorage behavior.

على الرغم من عدم وجود حاجة للتسليح العرضي على طول التثبيت أو التوصيل المتداخل في الشد، فإن الأبحاث (عزيزيامين وآخرون 1999 أ ، ب) تشير إلى أنه في الخرسانة ذات مقاومة ضغط عالية جدًا ، قد يحدث انهيار تثبيت هش للأسياخ ذات التسليح العرضي الغير كافي. في اختبارات التوصيل المتداخل للأسياخ رقم 25 ورقم 36 في الخرسانة مع  $f'_c$  تقريبًا من 105 ميغاباسكال ، يتطلب تسليح عرضي للسلوك اللين للتثبيت.

**25.4.2.2** For bars with  $f_y \geq 550$  MPa spaced closer than 150 mm on center, transverse reinforcement shall be provided such that  $K_{tr}$  shall not be smaller than  $0.5 d_b$ .

**25.4.2.2** بالنسبة للأسياخ ذات تباعد  $f_y \geq 550$  ميغا باسكال الأقرب من 150 مم في المركز ، يجب توفير التسليح العرضي بحيث لا يكون  $K_{tr}$  أصغر من  $0.5 d_b$

**R25.4.2.2** This provision recognizes that many current practical construction cases use spacing and cover values along with confining reinforcement, such as stirrups or ties, that result in a value of  $(c_b + K_{tr})/d_b$  of at least 1.5. Examples include a minimum clear cover of  $d_b$  along with either minimum clear spacing of  $2d_b$ , or a combination of minimum clear spacing of  $d_b$  and minimum ties or stirrups. For these frequently occurring cases, the development length for larger bars can be taken as  $\ell_d = [f_y \psi_s \psi_e (20\lambda \sqrt{f'_c})] / d_b$ . In the formulation of the provisions in ACI 318-95, a comparison with past provisions and a check of a database of experimental results maintained by ACI 408.1R indicated that for No. 19 deformed bars and smaller, as well as for deformed wire, the development lengths could be reduced 20 percent using  $\psi_s = 0.8$ . This is the basis for the *No. 19 and smaller bars and deformed wires* column of Table 25.4.2.2. With less cover and in the absence of minimum ties or stirrups, the minimum clear spacing limits of 25.2.1 and the minimum concrete cover requirements of 20.6.1.3 result in minimum values of  $c_b$  equal to  $d_b$ . Thus, for "other cases," the values are based on using  $(c_b + K_{tr})/d_b = 1.0$  in Eq. (25.4.2.3a). The user may easily construct simple, useful expressions. For example, in all members with normalweight concrete ( $\lambda = 1.0$ ), uncoated reinforcement ( $\psi_e = 1.0$ ), No. 22 and larger bottom bars ( $\psi_r = 1.0$ ) with  $f'_c = 28$  MPa, and Grade 420 reinforcement, the expressions reduce to

**R25.4.2.2** يقر هذا الحكم بأن العديد من حالات البناء العملية الحالية تستخدم قيم التباعد والغطاء على طول مع تسليح الحصر ، مثل الكانات أو الروابط ، التي ينتج عنها قيمة  $(c_b + K_{tr}) / d_b$  لا يقل عن 1.5. وتشمل أمثلة ذلك، الحد الأدنى من الغطاء الصافي  $d_b$  إلى جانب الحد الأدنى من التباعد الصافي بين  $2d_b$  ، أو مزيج من الحد الأدنى للتباعد الصافي بين  $d_b$  والحد الأدنى من الروابط أو الكانات. بالنسبة لهذه الحالات التي تحدث بشكل متكرر ، يمكن أخذ طول التثبيت للأسياخ الأكبر مثل  $d_b$   $\ell_d = [f_y \psi_s \psi_e / (20\lambda)]$ . في صياغة الأحكام الواردة في ACI 318-95 ، أشارت مقارنة مع الأحكام السابقة والتحقق من قاعدة بيانات من النتائج التجريبية التي تحتفظ بها ACI 408.1R أنه للأسياخ المحلزنة رقم 19 وأصغر ، وكذلك بالنسبة للأسلاك المحلزنة ، يمكن خفض أطوال تثبيت 20 في المئة باستخدام  $\psi_s = 0.8$ . هذا هو أساس الرقم 19 والأسياخ الأصغر والأسلاك المحلزنة للعمود في الجدول 25.4.2.2. مع أقل غطاء وفي غياب الحد الأدنى من الروابط أو الكانات ، فإن أقل حدود للتباعد الصافي لـ 25.2.1 ومتطلبات الحد الأدنى للغطاء الخرساني في 20.6.1.3 ينتج عنها أدنى قيم تساوي  $c_b$  تساوي  $d_b$ . وبالتالي ، بالنسبة إلى "الحالات الأخرى" ، تستند القيم إلى استخدام  $(c_b + K_{tr}) / d_b = 1.0$  في المعادلة (25.4.2.3a). يمكن للمستخدم بسهولة بناء تعبيرات بسيطة ومفيدة. على سبيل المثال ، في جميع العناصر الخرسانية ذات الوزن الطبيعي ( $\lambda = 1.0$ ) ، التسليح الغير مغطى ( $\psi_r = 1.0$ ) ، رقم 22 والأسياخ السفلية الأكبر ( $\psi_t = 1.0$ ) مع  $f'_c = 28$  MPa ، وتسليح من الدرجة 420 ، تخفض التعبيرات إلى



$$\ell_d = \frac{(420)(1.0)(1.0)(1.0)}{1.7(1.0)\sqrt{28}} d_b = 47d_b$$

or

$$\ell_d = \frac{(420)(1.0)(1.0)(1.0)}{1.1(1.0)\sqrt{28}} d_b = 72d_b$$

Thus, as long as minimum cover of  $d_b$  is provided along with a minimum clear spacing of  $2d_b$ , or a minimum clear cover of  $d_b$  and a minimum clear spacing of  $d_b$  are provided along with minimum ties or stirrups, then  $\ell_d = 47d_b$ . The penalty for spacing bars closer or providing less cover is the requirement that  $\ell_d = 71d_b$ .

وهكذا، طالما يتم توفير الحد الأدنى من غطاء  $d_b$  على طول مع الحد الأدنى من التباعد الصافي من  $2d_b$  ، أو الحد الأدنى من الغطاء الصافي  $d_b$  والحد الأدنى من التباعد الصافي من  $d_b$  على طول مع الحد الأدنى من الروابط أو الكانات ، ثم  $\ell_d = 47d_b$ . تكون العقوبة على المسافات بين الأسياخ أقرب أو توفر تغطية أقل هي متطلبات  $\ell_d = 71d_b$ .

25.4.2.3 For deformed bars or deformed wires,  $\ell_d$  shall be calculated in accordance with Table 25.4.2.3.

25.4.2.3 للأسياخ المحلزنة أو الأسلاك المحلزنة ، يحسب  $\ell_d$  وفقاً للجدول 25.4.2.3.

Table 25.4.2.3—Development length for deformed bars and deformed wires in tension

الجدول 25.4.2.3 - طول التثبيت للأسياخ المحلزنة والأسلاك المحلزنة في الشد

Spacing and cover	No. 19 and smaller bars and deformed wires	No. 22 and larger bars
Clear spacing of bars or wires being developed or lap spliced not less than $d_b$ , clear cover at least $d_b$ , and stirrups or ties throughout $\ell_d$ not less than the Code minimum or Clear spacing of bars or wires being developed or lap spliced at least $2d_b$ and clear cover at least $d_b$	$\left( \frac{f_y \psi_t \psi_s \psi_e}{2.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left( \frac{f_y \psi_t \psi_s \psi_e}{1.7 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
Other cases	$\left( \frac{f_y \psi_t \psi_s \psi_e}{1.4 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left( \frac{f_y \psi_t \psi_s \psi_e}{1.1 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$

**R25.4.2.3** Equation (25.4.2.3a) includes the effects of all variables controlling the development length. In Eq. (25.4.2.3a),  $c_b$  is a factor that represents the least of the side cover, the concrete cover to the bar or wire (in both cases measured to the center of the bar or wire), or one-half the center-to-center spacing of the bars or wires.  $K_{tr}$  is a factor that represents the contribution of confining reinforcement across potential splitting planes.  $\psi_t$  is the reinforcement location factor to reflect the effect of the casting position (that is, formerly denoted as “top bar effect”).

**R25.4.2.3** تشتمل المعادلة (25.4.2.3a) على تأثيرات جميع المتغيرات التي تتحكم في طول التثبيت. في المعادلة (25.4.2.3a)،  $c_b$  هو المعامل الذي يمثل أقل غطاء جانبي، الغطاء الخرساني للسياخ أو السلك (في كلتا الحالتين يقاس إلى مركز السياخ أو السلك)، أو نصف التباعد بين المركزين للأسياخ أو الأسلاك. يعتبر  $K_{tr}$  أحد المعاملات التي تمثل مساهمة حصر التسليح عبر مستويات الانقسام المحتملة.  $\psi_t$  هو معامل موقع التسليح لتعكس تأثير موقع الصب (وهذا هو، يشار إليه سابقاً باسم "تأثير السياخ العلوي").

$\psi_e$  is a coating factor reflecting the effects of epoxy coating. There is a limit on the product  $\psi_s \psi_e$ . The reinforcement size factor  $\psi_s$  reflects the more favorable performance of smaller-diameter reinforcement. A limit of 2.5 is placed on the term  $(c_b + K_{tr})/d_b$ . When  $(c_b + K_{tr})/d_b$  is less than 2.5, splitting failures are likely to occur. For values above 2.5, a pullout failure is expected, and an increase in cover or transverse reinforcement is unlikely to increase the anchorage capacity.

هو معامل التغطية يعكس تأثيرات طلاء الايبوكسي. هناك حد على المنتج  $\psi_s \psi_e$ . يعكس معامل حجم التسليح الأداء الاطرز ملائمة للتسليح ذو القطر الأصغر. يتم وضع حد 2.5 على المصطلح  $(c_b + K_{tr})/d_b$ . عندما تكون  $(c_b + K_{tr})/d_b$  أقل من 2.5، من المحتمل أن تحدث حالات انهيار الانقسام. بالنسبة للقيم التي تزيد عن 2.5، فمن المتوقع أن يحدث انهيار السحب، ومن غير المرجح أن تؤدي زيادة في التغطية أو التسليح العرضي إلى زيادة قدرة التثبيت.



Many practical combinations of side cover, clear cover, and confining reinforcement can be used with 25.4.2.3 to produce significantly shorter development lengths than allowed by 25.4.2.2. For example, bars or wires with minimum clear cover not less than  $2d_b$  and minimum clear spacing not less than  $4d_b$  and without any confining reinforcement would have a  $(c_b + K_{tr})/d_b$  value of 2.5 and would require a development length of only  $28d_b$  for the example in R25.4.2.2.

يمكن استخدام العديد من التركيبات العملية للغطاء الجانبي، والغطاء الصافي، و تسليح الحصر مع 25.4.2.3 لإنتاج أطوال تثبيت أقصر بكثير مما سمح به 25.4.2.2. على سبيل المثال، الأسياخ أو الأسلاك ذات الغطاء الصافي الأدنى لا يقل عن  $2d_b$  والحد الأدنى من التباعد الصافي لا يقل عن  $4d_b$  وبدون أي تسليح الحصر سيكون له قيمة  $(c_b + K_{tr})/d_b$  من 2.5 وسيطلب طول التثبيت  $28d_b$  فقط المثال في R25.4.2.2.

Before ACI 318-08, Eq. (25.4.2.3b) for  $K_{tr}$  included the yield strength of transverse reinforcement. The current expression includes only the area and spacing of the transverse reinforcement and the number of wires or bars being developed or lap spliced because tests demonstrate that transverse reinforcement rarely yields during a bond failure (Azizinamini et al. 1995). Terms in Eq. (25.4.2.3a) may be disregarded if such omission results in longer and, hence, more conservative, development lengths.

قبل ACI 318-08 ، المعادلة (25.4.2.3b) ل  $K_{tr}$  شملت مقاومة الخضوع للتسليح العرضي. يشمل التعبير الحالي مساحة وتباعد التسليح العرضي فقط وعدد الأسلاك أو الأسياخ التي يتم تثبيتها أو يتم توصيلها بالتداخل لأن الاختبارات تثبت أن التسليح العرضي نادراً ما ينتج خلال انهيار الترابط (عزيزنايني وآخرون ، 1995). شروط في المعادلة. (25.4.2.3a) قد يتم تجاهلها إذا كان هذا الإغفال يؤدي إلى أطوال تثبيت أكبر، وبالتالي أكثر تحفظاً.

**25.4.2.4** For deformed bars or deformed wires,  $\ell_d$  shall be calculated by:

**25.4.2.4** بالنسبة للأسياخ المحلزنة أو الأسلاك المحلزنة ، يجب أن يتم حساب  $\ell_d$  من خلال:

$$\ell_d = \frac{f_y}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}} \left( \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \psi_g}{c_b + K_{tr}} \right) d_b \quad (25.4.2.4a)$$

in which the confinement term  $(c_b + K_{tr})/d_b$  shall not exceed 2.5, and

$(c_b + K_{tr})/d_b$  حيث لا تزيد عن 2.5 و

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn} \quad (25.4.2.4b)$$

where  $n$  is the number of bars or wires being developed or lap spliced along the plane of splitting. It shall be permitted to use  $K_{tr} = 0$  as a design simplification even if transverse reinforcement is present.

حيث  $n$  هو عدد الأسياخ أو الأسلاك التي يتم تثبيتها أو يتم توصيلها بالتداخل على طول مستوى الانقسام. يجب أن يسمح باستخدام  $K_{tr} = 0$  لتبسيط التصميم حتى لو كان التسليح العرضي موجوداً.

**R25.4.2.4** The lightweight factor  $\lambda$  for calculating development length of deformed bars and deformed wire in tension is the same for all types of lightweight aggregate concrete. Research does not support the variations of this factor in Codes prior to 1989 for all-lightweight and sand lightweight concrete. Section 25.4.2.4 allows a higher factor to be used when the splitting tensile strength of the lightweight concrete is specified. Refer to 19.2.4. The epoxy factor  $\psi_e$  is based on studies (Treece and Jirsa 1989; Johnston and Zia 1982; Mathey and Clifton 1976) of the anchorage of epoxy-coated bars that show bond strength is reduced because the coating prevents adhesion and lowers the coefficient of friction between the bar and the concrete.

**R25.4.2.4** إن معامل الوزن الخفيف  $\lambda$  لحساب طول التثبيت للأسياخ المحلزنة والأسلاك المحلزنة في الشد هو نفسه بالنسبة لجميع أنواع الخرسانة من الركام خفيف الوزن. لا تدعم الأبحاث الاختلافات في هذا المعامل في الكود قبل عام 1989 لجميع الخرسانة ذات الوزن الخفيف أو الرمل خفيف الوزن. يسمح القسم 25.4.2.4 باستخدام معامل أعلى عندما يتم تحديد مقاومة شد الانقسام للخرسانة خفيفة الوزن. ارجع إلى 19.2.4. ويستند معامل الأيبوكسي على الدراسات (تشرس وجيرسا 1989؛ Johnston and Zia 1982؛ Mathey و Clifton 1976) من تثبيت الأسياخ المغلفة بالايوبوكسي التي تظهر مقاومة الترابط يتم تقليلها لأن الطلاء يمنع الالتصاق ويقلل معامل الاحتكاك بين ال واسبخلخرساة.

**25.4.2.5** For the calculation of  $\ell_d$  modification factors shall be in accordance with Table 25.4.2.5.

**25.4.2.5** بالنسبة لحساب  $\ell_d$  ، يجب أن تكون معاملات التعديل وفقاً للجدول 25.4.2.5.

**Table 25.4.2.5—Modification factors for development of deformed bars and deformed wires in tension**

الجدول 25.4.2.5 - معاملات التعديل لتثبيت الاسياخ المحلزنة والأسلاك المحلزنة في الشد

Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight $\lambda$	Lightweight concrete	0.75
	Normalweight concrete	1.0
Reinforcement grade $\psi_g$	Grade 280 or Grade 420	1.0
	Grade 550	1.15
	Grade 690	1.3
Epoxy <sup>[1]</sup> $\psi_e$	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement with clear cover less than $3d_b$ or clear spacing less than $6d_b$	1.5
	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement for all other conditions.	1.2
	Uncoated or zinc-coated (galvanized) reinforcement	1.0
Size $\psi_s$	No. 22 and larger bars	1.0
	No. 19 and smaller bars and deformed wires	0.8
Casting position <sup>[1]</sup> $\psi_c$	More than 300 mm of fresh concrete placed below horizontal reinforcement	1.3
	Other	1.0

[1] The product  $\psi_{\lambda\psi_e}$  need not exceed 1.7.

[1] لا يجب أن يتجاوز المنتج  $\psi_{\lambda\psi_e}$  1.7.

The factors reflect the type of anchorage failure likely to occur. If the cover or spacing is small, a splitting failure can occur and the anchorage or bond strength is substantially reduced. If the cover and spacing between bars is large, a splitting failure is precluded and the effect of the epoxy coating on anchorage strength is not as large. Studies (Orangun et al. 1977) have shown that although the cover or spacing may be small, the anchorage strength may be increased by adding transverse reinforcement crossing the plane of splitting, and restraining the splitting crack.

تعكس المعاملات نوع انهيار التثبيت المحتمل حدوثه. إذا كان الغطاء أو التباعد صغيراً، يمكن أن يحدث انهيار الانقسام ويتم تقليل مقاومة الترابط أو التثبيت بشكل كبير. إذا كان الغطاء والتباعد بين الاسياخ كبيراً، فقد تم استبعاد حدوث انهيار الانقسام، ولم يكن تأثير طلاء الإيبوكسي على مقاومة الترابط كبيراً. وقد أظهرت الدراسات (Orangun et al. 1977) أنه على الرغم من أن الغطاء أو التباعد قد يكونا صغيرين، إلا أنه يمكن زيادة مقاومة التثبيت عن طريق إضافة تسليح عرضي تتقاطع مع مستوى الانقسام، وتقييد تشقق الانقسام.

Because the bond of epoxy-coated bars or zinc and epoxy dual-coated bars is already reduced due to the loss of adhesion and lower coefficient of friction between the bar and the concrete, an upper limit of 1.7 is established for the product of the factors for top reinforcement casting position and epoxy-coated reinforcement or zinc and epoxy dual-coated reinforcement. The reinforcement size factor  $\psi_s$  reflects the more favorable performance of smaller-diameter reinforcement.

ونظراً لأن ترابط الاسياخ المطلية بالإيبوكسي أو الزنك والإيبوكسي ذات الاسياخ المزودة المغلفة قد انخفضت بالفعل نتيجة لفقدان الالتصاق وانخفاض معامل الاحتكاك بين السبيخ والخرسانة، يتم وضع حد أقصى يبلغ 1.7 لمنتج المعاملات من أجل وضع التسليح العلوي و تسليح الإيبوكسي أو الزنك و الإيبوكسي. يعكس معامل حجم التسليح الأداء الأكثر ملائمة للتسليح ذي القطر الأصغر.

The reinforcement location or casting position factor  $\psi_c$  accounts for the position of the reinforcement in freshly placed concrete. The factor 1.3 is based on research (Jirsa and Breen 1981; Jeanty et al. 1988). The application of the casting position factor should be considered in determination of development lengths for inclined reinforcement.

. إن موقع التسليح أو معامل وضع الصب هو المسؤول عن موقع التسليح في الخرسانة الطرية. يعتمد المعامل 1.3 على البحث (Jirsa and Breen 1981)؛ (Jeanty et al. 1988). ينبغي النظر في تطبيق معامل موضع الصب في تحديد أطوال التثبيت للتسليح المائل.

**25.4.3 Development of standard hooks in tension****R25.4.3 Development of standard hooks in tension****25.4.3 تثبيت خطافات قياسية في الشد****R25.4.3 تثبيت خطافات قياسية في الشد**

**25.4.3.1** Development length  $\ell_{dh}$  for deformed bars in tension terminating in a standard hook shall be the greater of (a) through (c):

**25.4.3.1** طول التثبيت  $\ell_{dh}$  للأسياخ المحلزنة في الشد تنتهي في خطاف قياسي يجب أن يكون أكبر من (أ) إلى (ج):

$$(a) \left( \frac{f_y \psi_e \psi_s \psi_o \psi_c}{23\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1.5} \text{ with } \psi_e, \psi_s, \psi_o, \psi_c, \text{ and } \lambda \text{ given}$$

in 25.4.3.2

(b)  $8d_b$

(c) 150 mm

**R25.4.3.1** The provisions for hooked bars are only applicable to standard hooks (refer to 25.3.1). The development length  $\ell_{dh}$  is measured from the critical section to the outside end (or edge) of the hook. In research by Sperry et al. (2017a), concrete breakout failure was the predominant failure mode of hooked bars. Closely-spaced hooks provide a lower strength per hooked bar than more widely-spaced hooked bars because the area of the breakout surface is reduced for the more closely-spaced bars (Ajaam et al. 2018). For bars located adjacent to the side of a member, the percentage of hooked bars exhibiting splitting failure increased with increasing bar size. The effects of bar yield strength, spacing, and confinement by ties or stirrups have been updated to reflect test results (Sperry et al. 2018). The minimum values of  $\ell_{dh}$  are specified to prevent failure by direct pullout in cases where a hook may be located near the critical section. Hooks in beam-column joints and corbels should be placed as close as practical to the back face of the joint.

**R25.4.3.1** تنطبق أحكام الأسياخ المعكوفة فقط على الخطافات القياسية (راجع 25.3.1). يتم قياس طول التثبيت  $\ell_{dh}$  من المقطع الحرج إلى الطرف الخارجي (أو الحافة) للخطاف. في بحث أجراه سبيري وآخرون. (2017 أ) ، كان انهيار اختراق الخرسانة هو نمط الانهيار السائد للأسياخ المعكوفة. توفر الخطافات ذات المسافات المتقاربة مقاومة أقل لكل سبيخ معكوف من الأسياخ المعكوفة ذات المسافات الواسعة لأن مساحة سطح الاختراق تقل بالنسبة للأسياخ الأكثر تباعدًا. (Ajaam et al. 2018) بالنسبة للأسياخ الواقعة بجوار جانب العنصر ، زادت النسبة المئوية للأسياخ المعكوفة التي تعرض لانهيار الانقسام بزيادة حجم السبيخ. تم تحديث تأثيرات مقاومة خضوع السبيخ ، والتباعد ، والحصر بالروابط أو الكانات لتحقيق نتائج الاختبار. (Sperry et al. 2018) يتم تحديد الحد الأدنى لقيم  $\ell_{dh}$  لمنع الانهيار عن طريق السحب المباشر في الحالات التي قد يكون فيها خطاف بالقرب من المقطع الحرج. يجب وضع الخطافات في مفاصل كمرة – عمود والمساند عند أقرب مسافة ممكنة من الوجه الخلفي للمفصل.

**25.4.3.2** For the calculation of  $\ell_{dh}$ , modification factors shall be in accordance with Table 25.4.3.2. Factors  $\psi_e$  and  $\psi_r$  shall be permitted to be taken as 1.0. At discontinuous ends of members, 25.4.3.3 shall apply

**25.4.3.2** لحساب  $\ell_{dh}$  ، يجب أن تكون معاملات التعديل وفقاً للجدول 25.4.3.2. يسمح للمعاملات  $\psi_e$  و  $\psi_r$  أن تؤخذ على أنها 1.0. في نهايات غير مستمرة من العناصر، يجب تطبيق 25.4.3.3

**Table 25.4.3.2—Modification factors for development of hooked bars in tension**

الجدول 25.4.3.2 – معاملات التعديل لتثبيت الاسياخ المعكوفة في الشد

Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight $\lambda$	Lightweight concrete	0.75
	Normalweight concrete	1.0
Epoxy $\psi_e$	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement	1.2
	Uncoated or zinc-coated (galvanized) reinforcement	1.0
Confining reinforcement $\psi_r$	For No. 36 and smaller bars with $A_{sh} \geq 0.4A_{shs}$ or $s^{[1]} \geq 6d_b^{[2]}$	1.0
	Other	1.6
Location $\psi_s$	For No. 36 and smaller diameter hooked bars: (1) Terminating inside column core with side cover normal to plane of hook $\geq 65$ mm, or (2) With side cover normal to plane of hook $\geq 6d_b$	1.0
	Other	1.25
Concrete strength $\psi_c$	For $f'_c < 42$ MPa	$f'_c/105 + 0.6$
	For $f'_c \geq 42$ MPa	1.0

[1]  $s$  is minimum center-to-center spacing of hooked bars.

[2]  $d_b$  is nominal diameter of hooked bar.

[1]  $s$  هو الحد الأدنى من التباعد من المركز إلى المركز للأسياخ المعكوفة.  
[2]  $d_b$  هو القطر الاسمي لسيخ معكوف.

**R25.4.3.2** Unlike straight bar development, no distinction is made for casting position.

The epoxy factor  $\psi_e$  is based on tests (Hamad et al. 1993) that indicate the development length for hooked bars should be increased by 20 percent to account for reduced bond when reinforcement is epoxy coated. The location factor  $\psi_s$  is based on tests (Johnson and Jirsa 1981; Sperry et al. 2017a,b) demonstrating that the development length of hooked bars anchored within a column core with side cover less than 65 mm or in other members with side cover less than  $6d_b$  needs to be 25 percent longer than in similar members with larger cover. The confining reinforcement factor  $\psi_r$  is based on test results reported by Ajaam et al. (2018). A value of 1.0 is used for  $\psi_r$  for widely-spaced hooked bars,  $s \geq 6d_b$ , and for hooked bars with  $A_{sh}/A_{shs} \geq 0.4$ . Where bars are closely spaced or  $A_{sh}/A_{shs} < 0.4$ , the confinement factor is 1.6. Because no test results are available for No. 43 and No. 57 bars, the values of  $\psi_r$  for hooked bars larger than No. 36 are the same as those for No. 36 and smaller diameter hooked bars without confining reinforcement. No tests were performed to verify extrapolation to large bars in concrete with strengths greater than 70 MPa. When calculated using 25.4.3.1(a) and the factors in 25.4.3.2, development lengths are, however, as much as 50 percent longer than required by Codes prior to ACI 318-19.

**R25.4.3.2** على عكس تثبيت السيخ المستقيم ، لا يوجد تمييز لموضع الصب. يعتمد معامل الإيبوكسي  $\psi_e$  على اختبارات (حمد وآخرون 1993) تشير إلى أن طول التثبيت للأسياخ المعكوفة يجب زيادته بنسبة 20 في المائة لمراعاة انخفاض الترابط عندما يكون التسليح مغلف بالإيبوكسي. يعتمد معامل الموقع  $\psi_s$  على الاختبارات (جونسون وجيرسا 1981 ؛ سبيري وآخرون 2017 أ ، ب) مما يدل على أن طول التثبيت للأسياخ المعكوفة مثبتة داخل قلب العمود مع غطاء جانبي أقل من 65 مم أو في عناصر أخرى ذات غطاء جانبي أقل من  $6d_b$  يجب أن يكون أطول بنسبة 25 في المائة مما هو عليه في العناصر المشابهة ذات التغطية الأكبر. يعتمد معامل تسليح الحصر  $\psi_r$  على نتائج الاختبار التي أبلغ عنها (Ajaam et al. 2018). يتم استخدام قيمة 1.0 لـ  $\psi_r$  للأسياخ المعكوفة ذات التباعد الواسع  $s \geq 6d_b$  ، وللأسياخ المعكوفة مع  $A_{sh} / A_{shs} \geq 0.4$  عندما تكون الاسياخ ذات تباعد قريب أو  $A_{sh} / A_{shs} < 0.4$  ، فإن معامل الحصر هو 1.6. نظرًا لعدم وجود نتائج اختبار للسيخين رقم 43 ورقم 57 ، فإن قيم  $\psi_r$  للأسياخ المعكوفة أكبر من رقم 36 هي نفسها للقيم رقم 36 والأسياخ ذات القطر الأصغر دون تسليح الحصر. لم يتم إجراء اختبارات للتحقق من الاستكمال للأسياخ الكبيرة في الخرسانة ذات مقاومة أكبر من 70 ميغا باسكال. عند حسابه باستخدام 25.4.3.1 (أ) والمعاملات في 25.4.3.2 ، فإن أطوال التثبيت تكون أطول بنسبة 50 في المائة مما يتطلبه الكود قبل 318-19.

**25.4.3.3** The total cross-sectional area of ties or stirrups confining hooked bars  $A_{th}$  shall consist of (a) or (b):

- (a) Ties or stirrups that enclose the hook and satisfy 25.3.2.
- (b) Other reinforcement enclosing the hook, that extends at least  $0.75 \ell_{dh}$  from the enclosed hook in the direction of the bar in tension, and is in accordance with (1) or (2). For members with confining reinforcement that is both parallel and perpendicular to  $\ell_{dh}$ , it shall be permitted to use the value of  $A_{th}$  based on (1) or (2) that results in the lower value of  $\ell_{dh}$ .

(1) Two or more ties or stirrups shall be provided parallel to  $\ell_{dh}$  enclosing the hooks, evenly distributed with a center-to-center spacing not exceeding  $8d_b$ , and within  $15d_b$  of the centerline of the straight portion of the hooked bars, where  $d_b$  is the nominal diameter of the hooked bar.

(2) Two or more ties or stirrups shall be provided perpendicular to  $\ell_{dh}$ , enclosing the hooked bars, and evenly distributed along  $\ell_{dh}$  with a center-to-center spacing not exceeding  $8d_b$ , where  $d_b$  is the nominal diameter of the hooked bar.

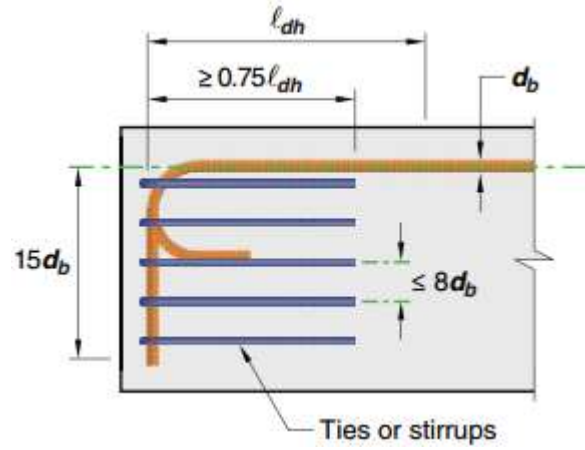
**25.4.3.3** تتكون المساحة الكلية للمقطع العرضي للروابط أو الكانات المحصورة بالاسياخ المعكوفة  $A_{th}$  من (أ) أو (ب):

- (أ) الروابط أو الكانات التي تحيط بالخطاف وتستوفي 25.3.2.
- (ب) التسليح الآخر التي تحيط بالخطاف ، والتي تمتد على الأقل  $0.75 \ell_{dh}$  من الخطاف المغلق في اتجاه السبخ في حالة شد ، وتتوافق مع (1) أو (2). بالنسبة للعناصر ذات تسليح الحصر مواز ومتعامد لـ  $\ell_{dh}$  ، يُسمح باستخدام قيمة  $A_{th}$  بناءً على (1) أو (2) ينتج عنها قيمة أقل لـ  $\ell_{dh}$ . (1) يجب توفير رابطتين أو أكثر أو كانات مواز لـ  $\ell_{dh}$  يحيط الخطافات ، ويتم توزيعه بالتساوي مع تباعد من مركز إلى مركز لا يتجاوز  $8d_b$  ، وضمن  $15d_b$  من الخط المركزي للجزء المستقيم من الاسياخ المعكوفة ، حيث  $d_b$  هو القطر الاسمي للسبخ المعكوف. (2) يجب توفير رابطتين أو أكثر أو كانات متعامدة مع  $\ell_{dh}$  ، مع اقتراب الاسياخ المعكوفة ، وتوزيعها بالتساوي على طول  $\ell_{dh}$  مع تباعد من مركز إلى مركز لا يتجاوز  $8d_b$  ، حيث  $d_b$  هو القطر الاسمي للسبخ المعكوف.

**R25.4.3.3** Distribution of confining reinforcement is shown in Fig. R25.4.3.3a and 25.4.3.3b. Figure R25.4.3.3a shows placement of ties or stirrups parallel to the bar being developed along the length of the tail extension of the hook plus bend. This configuration would be typical in a beam column joint. Tests show that confining reinforcement oriented parallel or perpendicular to the development length of the hooked bar, and located within the regions defined in 25.4.3.3 (a) or (b), contributes to anchorage strength in proportion to the area of the confining reinforcement for both 90- and 180-degree hooks (Sperry et al. 2017b). Figure R25.4.3.3b shows placement of ties or stirrups perpendicular to the bar being developed, spaced along  $0.75 \ell_{dh}$  of the hook. Tests used to establish these criteria were based on beam column joints with perimeter ties and stirrups only (Sperry et al. 2017a; Ajaam et al. 2018). Both legs of individual stirrups and individual ties contribute to  $A_{th}$ .

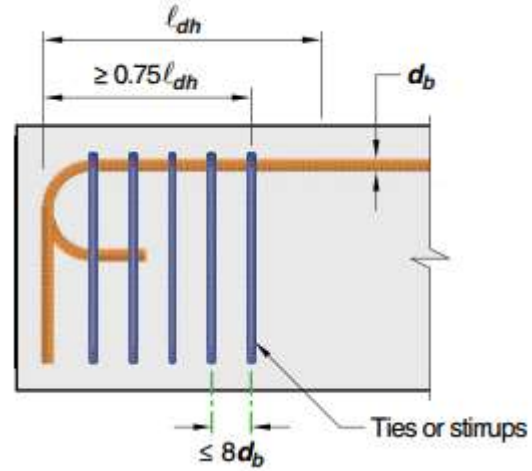
**R25.4.3.3** توزيع تسليح الحصر موضحة في الشكل R25.4.3.3a و 25.4.3.3b. يوضح الشكل R25.4.3.3a وضع الروابط أو الكانات الموازية للسبخ الذي يتم تثبيته على طول امتداد ذيل الخطاف مع الانحناء. سيكون هذا التكوين نموذجياً في وصلة عمود الحزمة. تظهر الاختبارات أن تسليح الحصر الموازي أو المتعامد مع طول التثبيت للسبخ المعكوف ، والذي يقع داخل المناطق المحددة في 25.4.3.3 (أ) أو (ب) ، يساهم في مقاومة التثبيت بما يتناسب مع مساحة التسليح المحصور من أجل كلا الخطافين 90 و 180 درجة (سبيري وآخرون 2017 ب). يوضح الشكل R25.4.3.3b وضع الروابط أو الكانات المتعامدة مع السبخ الذي يتم تثبيته ، متباعدة على طول  $0.75 \ell_{dh}$  من الخطاف. استندت الاختبارات المستخدمة لتحديد هذه المعايير إلى مفاصل كمررة - عمود ذات الروابط المحيطة والكانات فقط (Sperry et al. 2017a؛ Ajaam et al. 2018). تساهم أرجل الكانات الفردية والروابط الفردية في  $A_{th}$ .





**Fig. R25.4.3.3a**—Confining reinforcement placed parallel to the bar being developed that contributes to anchorage strength of both 90- and 180-degree hooked bars.

الشكل 25.4.3.3. a - تسليح الحصر موضوع موازي للسليخ الذي يتم تثبيته الذي يساهم في مقاومة التثبيت لكل من الاسياخ المعكوفة 90 و 180 درجة.



**Fig. R25.4.3.3b**—Confining reinforcement placed perpendicular to the bar being developed, spaced along the development length  $l_{dh}$ , that contributes to anchorage strength of both 90- and 180-degree hooked bars.

الشكل 25.4.3.3b - تسليح الحصر موضوع عموديا للسليخ الذي يتم تثبيته ، متباعدة على طول التثبيت  $l_{dh}$  ، والذي يساهم في مقاومة التثبيت لكل من الاسياخ المعكوفة ذات 90 و 180 درجة.



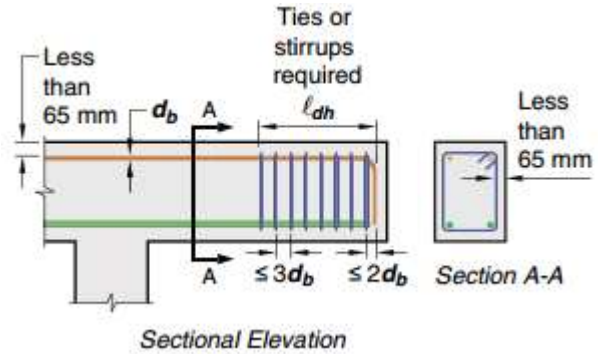
**25.4.3.4** For bars being developed by a standard hook at discontinuous ends of members with both side cover and top (or bottom) cover to hook less than 65 mm, (a) and (b) shall be satisfied:

- (a) The hook shall be enclosed along  $\ell_{dh}$  within ties or stirrups perpendicular to  $\ell_{dh}$  at  $s \leq 3d_b$
- (b) The first tie or stirrup shall enclose the bent portion of the hook within  $2d_b$  of the outside of the bend where  $d_b$  is the nominal diameter of the hooked bar.

**25.4.3.4** بالنسبة للأسياخ للأسياخ التي يتم تثبيتها بواسطة خطاف قياسي في نهايات غير مستمرة للعناصر مع غطاء جانبي وغطاء علوي (أو سفلي) لربط خطاف  $\ell_{dh}$  أقل من 65 مم ، (أ) و (ب) يجب الاستيفاء: (أ) يعلق الخطاف على طول  $\ell_{dh}$  داخل الروابط أو الكانات التي تكون متعامدة مع  $\ell_{dh}$  at  $s \leq 3d_b$  (ب) يجب أن تقترب الروابط أو الكانات الجزء المنحني من الخطاف في حدود  $2d_b$  من الانحناء الخارجي حيث يكون  $d_b$  هو القطر الاسمي للسبيخ المعكوف.

**R25.4.3.4** Bar hooks are especially susceptible to a concrete splitting failure if both side cover (perpendicular to plane of hook) and top or bottom cover (in plane of hook) are small (refer to Fig. R25.4.3.4). With minimum confinement provided by concrete, additional confinement provided by ties or stirrups is essential, especially if full bar strength is to be developed by a hooked bar with such small cover. Cases where hooks may require ties or stirrups for confinement are at ends of simply-supported beams, at the free end of cantilevers, and at ends of members framing into a joint where members do not extend beyond the joint. In contrast, if the calculated bar stress is so low that the hook is not needed for bar anchorage, ties or stirrups are not necessary. This provision does not apply for hooked bars at discontinuous ends of slabs where confinement is provided by the slab on both sides and perpendicular to the plane of the hook

**R25.4.3.4** تكون خطافات الاسياخ حساسة بصفة خاصة لحدوث انهيار الانقسام للخرسانة إذا كان الغطاء الجانبي (العمودي على مستوى الخطاف) والغطاء العلوي أو السفلي (في مستوى الخطاف) صغيرين (راجع الشكل R.4.4.3.4). مع الحد الأدنى من الحصر التي توفرها الخرسانة، فإن الحصر الإضافي الذي توفره الروابط أو الكانات ضروري، خاصة إذا كان السبيخ الكامل سيتم تثبيته بواسطة سبيخ معكوف مع غطاء صغير. الحالات التي قد تتطلب روابط أو كانات من أجل الحصر تكون في نهايات كمرة بسيطة الاسناد، في الطرف الحر من الكوابيل، وفي نهايات العناصر التي تتشكل في مفصل حيث لا يمتد العناصر إلى ما وراء المفصل. في المقابل، إذا كان أجهاد السبيخ المحسوب منخفض جدًا لدرجة أن الخطاف ليس مطلوبًا في سبيخ التثبيت، فإن الروابط أو الكانات ليست ضرورية. لا ينطبق هذا الحكم على الاسياخ المعكوفة في نهايات غير مستمرة للبلاطات حيث يتم توفير الحصر بواسطة بلاطة على كلا الجانبين وعمودي على مستوى الخطاف



**Fig. R25.4.3.4—Concrete cover according to 25.4.3.4.**

الشكل - R25.4.3.4 غطاء خرساني وفقًا لـ 25.4.3.4.

**25.4.4 Development of headed deformed bars in tension**

**25.4.4.1** Use of heads to develop deformed bars in tension shall be permitted if conditions (a) through (g) are satisfied:

- (a) Bar shall conform to **20.2.1.6**
- (b) Bar size shall not exceed No. 36
- (c) Net bearing area of head  $A_{brg}$  shall be at least  $4A_b$
- (d) Concrete shall be normalweight
- (e) Clear cover for bar shall be at least  $2d_b$
- (f) Clear spacing between bars shall be at least  $3d_b$

**25.4.4** تثبيت اسياخ محلزنة ذات رأس في الشد  
**25.4.4.1** يسمح باستخدام الرؤوس لتثبيت اسياخ محلزنة في حالة الشد إذا

تم استيفاء الشروط (أ) حتى (ز):

(أ) يجب أن يتوافق السبخ مع **20.2.1.6**

(ب) يجب ألا يتجاوز حجم السبخ رقم **36**

(د) يجب أن يكون صافي منطقة تحمل الرأس  $A_{brg}$  على الأقل  $4A_b$

(هـ) يجب أن تكون الخرسانة ذات الوزن الطبيعي

(و) يجب أن يكون الغطاء الصافي للسبخ على الأقل  $2d_b$

(ز) يجب أن يكون التباعد الصافي بين الاسياخ على الأقل  $3d_b$

**R25.4.4 Development of headed deformed bars in tension**

**R25.4.4.1** As used in this section, development describes cases in which the force in the bar is transferred to the concrete through a combination of a bearing force at the head and bond forces along the bar. In contrast, **Chapter 17** anchorage provisions describe cases in which the force in the bar is transferred through bearing to the concrete at the head alone.

**R25.4.4** تثبيت اسياخ محلزنة ذات رأس في الشد  
**R25.4.4.1** كما هو مستخدم في هذا القسم ، يصف التثبيت الحالات التي يتم فيها نقل القوة في السبخ إلى الخرسانة من خلال تركيب من قوة التحميل في الرأس وقوى الترابط على طول السبخ. وعلى عكس من ذلك ، تنص أحكام الفصل 17 على الحالات التي يتم فيها نقل القوة في السبخ من خلال التحميل إلى الخرسانة على الرأس وحده.

Headed bars are limited to those types that meet the requirements of Class HA heads in **ASTM A970** because a wide variety of methods are used to attach heads to bars, some of which involve significant obstructions or interruptions of the bar deformations. Headed bars with significant obstructions or interruptions of the bar deformations were not evaluated in the tests used to formulate the provisions in 25.4.4.2. The headed bars evaluated in the tests were limited to those types that meet the criteria in **20.2.1.6** for Class HA heads.

تقتصر الاسياخ ذات رأس على الأنواع التي تلبي متطلبات رؤوس HA في **ASTM A970** نظرًا لاستخدام مجموعة متنوعة من الطرق لتوصيل الرؤوس إلى اسياخ، بعضها يتضمن عوائق أو انقطاعات كبيرة في حلزونات السبخ. لم يتم تقييم اسياخ ذات رأس ذات العوائق أو الانقطاعات الكبيرة في حلزونات السبخ في الاختبارات المستخدمة لصياغة الأحكام في **25.4.4.2**.

The provisions for headed deformed bars were formulated with due consideration of the provisions for anchorage in Chapter 17 and the bearing strength provisions of 22.8 (Thompson et al. 2005, 2006a). Chapter 17 contains provisions for headed anchors related to the individual failure modes of concrete breakout, side-face blowout, and pullout. These failure modes were considered in the formulation of 25.4.4.2. The restrictions on the upper limit of 420 MPa for  $f_y$ , maximum bar size of No. 36, and normalweight concrete are based on the available data from tests (Thompson et al. 2005, 2006a,b).

For bars in tension, heads allow the bars to be developed in a shorter length than required for standard hooks (Thompson et al. 2005, 2006a,b). The minimum limits on head size, clear cover, and clear spacing are based on the lower limits of these parameters used in the tests to establish the expression for  $l_{dt}$  in 25.4.4.2. The clear cover and clear spacing requirements in 25.4.4.1 are based on dimensions measured to the bar, not to the head. The head is considered to be part of the bar for the purposes of satisfying the specified cover requirements in 20.6.1.3, and aggregate size requirements of 26.4.2.1(a)(4). To avoid congestion, it may be desirable to stagger the heads. Headed bars with  $A_{brg} < 4A_b$  have been used in practice, but their performance is not accurately represented by the provisions in 25.4.4.2, and they should be used only with designs that are supported by test results under 25.4.5. These provisions do not address the design of studs or headed stud assemblies used for shear reinforcement.

كانت الاسياخ المحلزنة ذات رأس التي تم تقييمها في الاختبارات مقتصرة على الأنواع التي تستوفي المعايير في 20.2.1.6 لرؤوس فئة HA. تمت صياغة الأحكام لرؤوس الاسياخ المحلزنة مع المراعاة الواجبة لأحكام التثبيت في الفصل 17 وأحكام مقاومة التحميل من 22.8 (Thompson et al. 2005, 2006a). يحتوي الفصل 17 على أحكام للمسامير ذات رأس ذات الصلة بأنماط الانهيار الفردية للأختراق الخرساني، والانفجار للوجه الجانبي، والسحب. تم اعتبار هذه الأنماط للانهيار في صياغة 25.4.4.2. وتستند القيود المفروضة على الحد الأعلى من 420 ميغا باسكال  $f_y$ ، والحد الأقصى لحجم سبيخ رقم 36، والخرسانة ذات الوزن العادي على البيانات المتاحة من الاختبارات (Thompson et al. 2005, 2006a, b). بالنسبة للأسياخ في الشد، تسمح الرؤوس بتثبيت الاسياخ بطول أقصر مما هو مطلوب للخطافات القياسية (Thompson et al. 2005, 2006a, b). تعتمد أقل الحدود لحجم الرأس والغطاء الصافي والتباعد الصافي على أقل الحدود لهذه المحددات المستخدمة في الاختبارات لتحديد تعبير  $l_{dt}$  في 25.4.4.2. تعتمد متطلبات الغطاء الصافي والتباعد الصافي في 25.4.4.1 على الأبعاد المقاسة على السبيخ، وليس على الرأس. يعتبر الرأس جزءاً من السبيخ لأغراض تلبية متطلبات التغطية المحددة في 20.6.1.3 ومتطلبات حجم الركام لـ 26.4.2.1 (4) (a). لتجنب الازدحام، قد يكون من المرغوب فيه تدرج الرؤوس. تم استخدام الاسياخ ذات رأس مع  $A_{brg} < 4A_b$  من الناحية العملية، ولكن أدائها لا يتم تمثيله بدقة في الأحكام الواردة في 25.4.4.2، ويجب استخدامها فقط مع التصميمات المدعمة بنتائج الاختبار تحت 25.4.5. لا تتناول هذه الأحكام تصميم المسامير أو مجموعات مسامير ذات رأس المستخدمة في تسليح القص.

**25.4.4.2** Development length  $\ell_{dt}$  for headed deformed bars in tension shall be the greatest of (a) through (c):

**25.4.4.2** يجب أن يكون طول التثبيت للأسياخ المحلزنة ذات رأس في الشد هو الأكبر من (أ) إلى (ج):

$$(a) \left( \frac{f_y \psi_e \psi_s \psi_o \psi_c}{31 \sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1.5} \text{ with } \psi_e, \psi_s, \psi_o, \text{ and } \psi_c, \text{ given in}$$

25.4.4.3

(b)  $8d_b$

(c) 150 mm

**R25.4.4.2** The provisions for developing headed deformed bars give the length of bar,  $\ell_{dt}$ , measured from the critical section to the bearing face of the head, as shown in Fig. R25.4.4.2a.

**R25.4.4.2** تعطي الأحكام الخاصة بوضع الأسياخ المحلزنة ذات رأس طول السبيخ ،  $\ell_{dt}$  ، التي تقاس من المقطع الحرج إلى وجه التحميل للرأس ، كما هو مبين في الشكل R.4.4.4.2a.

The upper limit on the value of  $f'_c$  in 25.4.4.2 for use in calculating  $\ell_{dt}$  is based on the concrete strengths used in the tests (Thompson et al. 2005, 2006a,b). Because transverse reinforcement has been shown to be largely ineffective in improving the anchorage of headed deformed bars (Thompson et al. 2005, 2006a,b), additional reductions in development length, such as those allowed for standard hooks with additional confinement provided by transverse reinforcement in 25.4.3.2, are not used for headed deformed reinforcing bars. Transverse reinforcement, however, helps limit splitting cracks in the vicinity of the head and for that reason is recommended.

يعتمد الحد الأعلى لقيمة  $f'_c$  في 25.4.4.2 للاستخدام في حساب  $\ell_{dt}$  على مقاومة الخرسانة المستخدمة في الاختبارات (Thompson et al. 2005, 2006a,b). بما أن التسليح العرضي قد ثبت أنه غير فعال إلى حد كبير في تحسين تثبيت الأسياخ المحلزنة ذات رأس (Thompson et al. 2005, 2006a,b)، فإن التخفيضات الإضافية في طول التثبيت ، مثل تلك المسموح بها للخطافات القياسية مع الحصر الإضافي الذي يوفره التسليح العرضي في 25.4.3.2 ، لا تستخدم أسياخ التسليح المحلزنة ذات رأس. ومع ذلك ، يساعد التسليح العرضي على الحد من التشققات في منطقة قريبة من الرأس ولهذا السبب يوصى بذلك.

Where longitudinal headed deformed bars from a beam or a slab terminate at a supporting member, such as the column shown in Fig. R25.4.4.2b, the bars should extend through the joint to the far face of the confined core of the supporting member, allowing for cover and avoidance of interference with column reinforcement, even though the resulting anchorage length exceeds  $\ell_{dt}$ .

في حالة إنهاء الأسياخ المحلزنة ذات رأس الطولية للكمرة أو بلاطة عند عنصر داعم ، مثل العمود الموضح في الشكل R.4.4.4.2b ، ينبغي أن تمتد الأسياخ من خلال المفصل إلى الوجه البعيد للنواة المحصورة للعنصر الداعم . ، مما يسمح بالغطاء وتجنب التداخل مع تسليح العمود ، على الرغم من أن طول التثبيت الناتج يتجاوز  $\ell_{dt}$ .

Extending the bar to the far side of the column core helps to transfer compressive forces (as identified in a strut-and-tie model) that are likely to form in such a connection and improves the performance of the joint.

ويساعد تمديد السبيخ إلى الجانب البعيد من وجه العمود على نقل قوى الضغط (كما هو محدد في نموذج ركيزة - شداد) التي من المحتمل أن تتشكل في مثل هذا الاتصال ويحسن أداء المفصل.

Where closely spaced headed bars are used, the potential for concrete breakout failure exists. For joints as shown in Fig. R25.4.4.2c and R25.4.4.2d, concrete breakout failure can be precluded by providing anchorage length equal to or greater than  $d1.5$  (Eligehausen 2006b), as shown in Fig. R25.4.4.2c, or by providing reinforcement in the form of hoops and ties to establish a load path in accordance with strut-and-tie modeling principles, as shown in Fig. R25.4.4.2d. Strut-and-tie models should be verified in accordance with Chapter 23. Note that the strut-and-tie models illustrated in Fig. R25.4.4.2c and R25.4.4.2d rely on a vertical strut from a column extending above the joint.

عندما يتم استخدام الاسياخ ذات رأس ذات تباعد قريب، فإن احتمال حدوث انهيار اختراق الخرسانة يكون موجوداً. بالنسبة للمفاصل كما هو موضح في الشكلين R25.4.4.2c و R25.4.4.2d ، يمكن استبعاد انهيار اختراق الخرسانة عن طريق توفير طول تثبيت يعادل أو أكبر من  $d / 1.5$  (Eligehausen 2006b) ، كما هو موضح في الشكل R.4.4.4.2c ، أو عن طريق توفير التسليح في شكل الأطواق والروابط لإنشاء مسار الحمولة وفقاً لمبادئ ركيزة - شداد ، كما هو موضح في الشكل R.4.4.4.2d. يجب التحقق من نماذج ركيزة - شداد وفقاً للفصل 23. لاحظ أن نماذج ركيزة - شداد الموضحة في الشكل R.4.4.4.2c و R.4.4.4.2d تعتمد على دعامة رأسية من عمود يمتد فوق المفصل.

Beam-column joints at roof-level and portal frames are vulnerable to joint failure and should be properly detailed to restrain diagonal cracking through the joint and breakout of the bars through the top surface.

مفاصل كمرة - عمود على مستوى السطح وإطارات المدخل معرضة لانهيار المفصل ويجب تفصيلها بشكل صحيح لتقييد التشققات القطرية من خلال المفصل واختراق الاسياخ من خلال السطح العلوي.

For cases where concrete breakout is not prevented, as shown in Fig. R25.4.4.2e, this failure mode should be considered in accordance with the provisions of Chapter 17

في الحالات التي لا يتم فيها منع اختراق الخرسانة، كما هو موضح في الشكل R.4.4.4.2e ، ينبغي النظر في نمط الانهيار هذه وفقاً لأحكام الفصل 17.

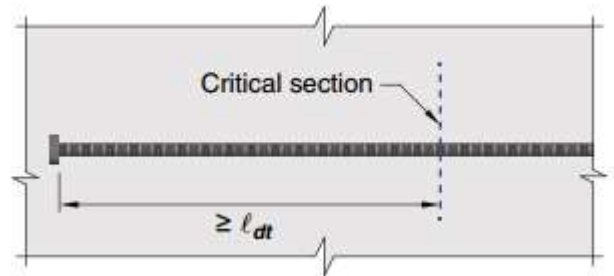
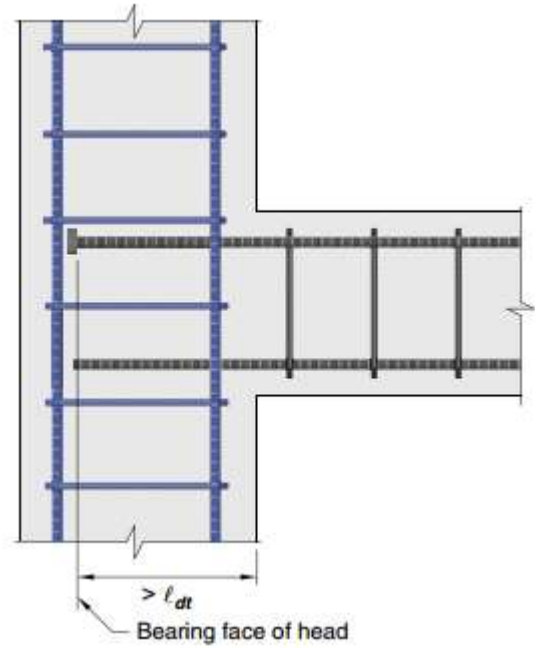


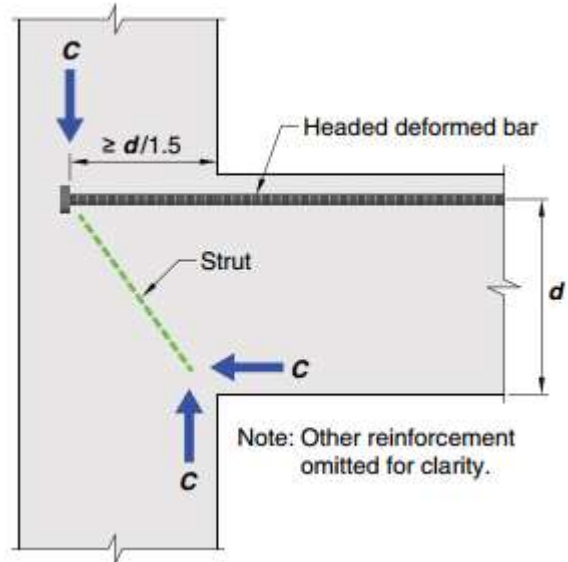
Fig. R25.4.4.2a—Development of headed deformed bars.

الشكل R25.4.4.2a تثبيت الاسياخ المحلزنة ذات رأس.



**Fig. R25.4.4.2b**—Headed deformed bar extended to far side of column core with anchorage length that exceeds  $l_{dt}$ .

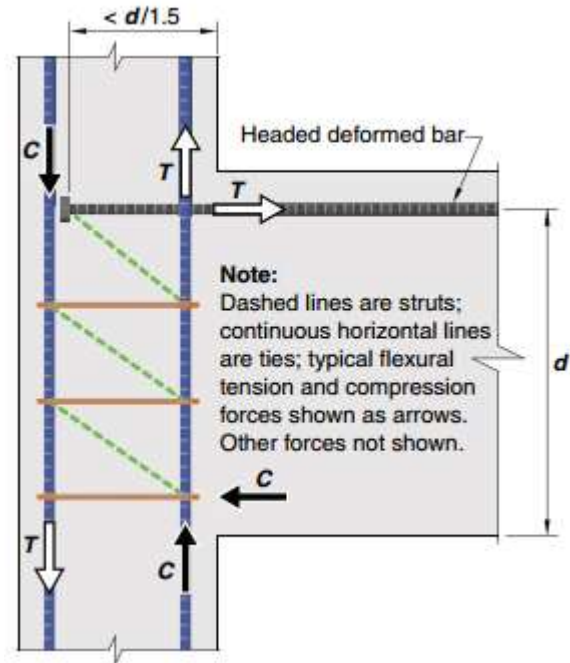
الشكل R25.4.4.2b سيخ محلزن ذات رأس ممتد إلى الجانب البعيد من قلب العمود مع طول تثبيت يتجاوز  $l_{dt}$ .



**Fig. R25.4.4.2c**—Breakout failure precluded in joint by keeping anchorage length greater than or equal to  $d/1.5$ .

الشكل R25.4.4.2c منع انهيار الاختراق في المفصل من خلال الحفاظ على طول التثبيت أكبر من أو يساوي  $d / 1.5$ .





*Fig. R25.4.4.2d—Breakout failure precluded in joint by providing transverse reinforcement to enable a strut-and-tie mechanism.*

الشكل - R25.4.4.2d منع انهيار الاختراق في المفصل من خلال توفير التسليح العرضي لتمكين آلية ركيزة - شداد.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

25.4.4.3 For the calculation of  $\ell_{dt}$ , modification factors  $\psi_e$ ,  $\psi_p$ ,  $\psi_o$ , and  $\psi_c$  shall be in accordance with Table 25.4.4.3.

25.4.4.3 لحساب  $\ell_{dt}$  ، تكون معاملات التعديل  $\psi_e$ ،  $\psi_p$ ،  $\psi_o$  و  $\psi_c$  مطابقة للجدول 25.4.4.3.

**Table 25.4.4.3—Modification factors for development of headed bars in tension**

الجدول 25.4.4.3 – معاملات التعديل لتثبيت الاسياخ ذات رأس في الشد

Modification factor	Condition	Value of factor
Epoxy $\psi_e$	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated reinforcement	1.2
	Uncoated or zinc-coated (galvanized) reinforcement	1.0
Parallel tie reinforcement $\psi_p$	For No. 36 and smaller bars with $A_{dt} \geq 0.3A_{dt}$ or $s^{[1]} \geq 6d_b^{[2,3]}$	1.0
	Other	1.6
Location $\psi_o$	For headed bars: (1) Terminating inside column core with side cover to bar $\geq 65$ mm; or (2) With side cover to bar $\geq 6d_b$	1.0
	Other	1.25
Concrete strength $\psi_c$	For $f'_c < 42$ MPa	$f'_c/105 + 0.6$
	For $f'_c \geq 42$ MPa	1.0

[1]  $s$  is minimum center-to-center spacing of headed bars.

[2]  $d_b$  is nominal diameter of headed bar.

[3] Refer to 25.4.4.5.

- [1]  $s$  هو الحد الأدنى للتباع من المركز الى المركز للأسياخ ذات رأس.  
[2]  $d_b$  هو القطر الاسمي للسبخ ذات رأس.  
[3] راجع 25.4.4.5.

25.4.4.4 For beam column joints, the total cross-sectional area of parallel tie reinforcement  $A_{dt}$  shall consist of ties or stirrups oriented parallel to  $\ell_{dt}$  and located within  $8d_b$  of the centerline of the headed bar toward the middle of the joint, where  $d_b$  is the nominal diameter of the headed bar.

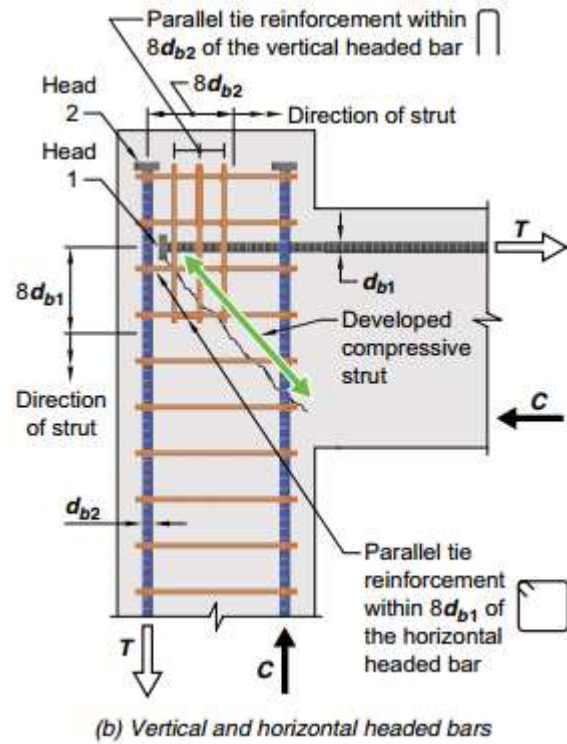
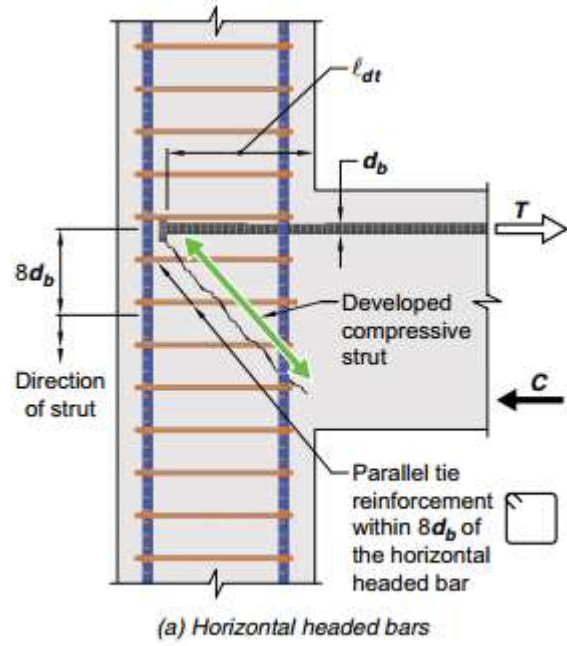
25.4.4.4 بالنسبة لمفاصل كمرة - عمود، يجب أن تتكون المساحة الكلية للمقطع العرضي من التسليح الموازي للرباط من روابط أو كانات موازية في اتجاه  $\ell_{dt}$  وتقع على مسافة  $8d_b$  من خط المركز في السبخ ذات رأس باتجاه منتصف المفصل ، حيث  $d_b$  القطر الاسمي للسبخ ذات رأس.

R25.4.4.3 The epoxy factor 1.2 is based conservatively on the value used for epoxy-coated standard hooks. The location factor  $\psi_o$  accounts for the confinement provided by the reinforcement within columns and large side cover for other members. The factor  $\psi_p$  for headed reinforcement is similar to the confining reinforcement factor for hooked bars (Shao et al. 2016). Unlike hooked bars, however, test results indicate that only tie or hoop reinforcement parallel to headed bars contributes to anchorage strength and reduces development length (Thompson et al. 2005, 2006a,b).

R25.4.4.3 يعتمد معامل الإيبوكسي 1.2 بشكل متحفظ على القيمة المستخدمة للخطافات القياسية المطلية بالإيبوكسي. معامل الموقع  $\psi_o$  يمثل الحصر الذي يوفره التسليح داخل الأعمدة والغطاء الجانبي الكبير للعناصر الأخرى. يشبه المعامل  $\psi_o$  للتسليح ذات رأس معامل تسليح الحصر للأسياخ المعكوفة (Shao et al. 2016). على عكس الاسياخ المعكوفة، ومع ذلك ، تشير نتائج الاختبار إلى أن التسليح فقط للربط أو الطوق الموازي للأسياخ ذات رأس يساهم في مقاومة التثبيت ويقلل من طول التثبيت (طومسون وآخرون 2005 ، 2006 أ ، ب).

R25.4.4.4 Reinforcement oriented parallel to the development length of the headed bars, located within the region defined in 25.4.4.4 (Fig. R25.4.4.4) contributes to anchorage strength in proportion to its area (Shao et al. 2016). This reinforcement serves to tie concrete near the head to concrete on the other side of the failure surface, thus mobilizing additional anchorage strength. With the exception of vertical joint reinforcement in the form of stirrups that are well anchored to the far side of the joint, reinforcement oriented perpendicular to the development length has been shown in a number of cases to be ineffective in improving the anchorage of headed deformed bars (Thompson et al. 2005, 2006a,b). Both legs of individual stirrups and ties parallel to the headed bars contribute to  $A_{dt}$ .

R25.4.4.4 يساهم التسليح الموجه الموازي لطول التثبيت للأسياخ ذات رأس ، الواقعة داخل المنطقة المحددة في 25.4.4.4 (الشكل R.45.4.4.4) في مقاومة التثبيت بما يتناسب مع مساحتها. (Shao et al. 2016) يعمل هذا التسليح على ربط الخرسانة بالقرب من الرأس بالخرسانة على الجانب الآخر من سطح الانهيار ، وبالتالي تعبئة مقاومة تثبيت إضافية. باستثناء التسليح ذات رأس للمفاصل على شكل كانات مثبتة بشكل جيد على الجانب البعيد من المفصل ، فقد ظهر التسليح الموجه عمودياً على طول التثبيت في عدد من الحالات غير فعال في تحسين تثبيت الاسياخ المحلزنة ذات الرأس. (طومسون وآخرون 2005 ، 2006 أ ، ب). تساهم أرجل الكانات الفردية والروابط الموازية للأسياخ ذات رأس في  $A_{dt}$ .



**Fig. R25.4.4.4**—Ties or stirrups placed parallel to the headed beam bars being developed in a beam-column joint that contribute to anchorage strength.

الشكل - R25.4.4.4 الروابط أو الكانات الموضوعة بالتوازي مع اسياخ ذات رأس للكمرة التي يتم تثبيتها في وصلة كمرة - عمود التي تساهم في مقاومة التثبيت.

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

**25.4.4.5** For anchorages other than in beam-column joints, tie reinforcement,  $A_{tt}$ , shall not be considered, and  $\psi_p$  shall be taken as 1.0 provided the spacing is at least  $6db$ .

**25.4.4.5** بالنسبة للمثبتات الأخرى لمفاصل كمرة - عمود، لا يتم النظر في تسليح الربط،  $A_{tt}$ ، ويجب اعتبار  $\psi_p$  1.0، بشرط ألا تقل المسافة عن  $6db$ .

**25.4.4.6** If beam negative moment reinforcement is provided by headed deformed bars that terminate in a joint, the column shall extend above the top of the joint a distance at least the depth  $h$  of the joint, where  $h$  is the horizontal dimension of the joint in the direction of the forces being considered. Alternatively, the beam reinforcement shall be enclosed by additional vertical joint reinforcement providing equivalent confinement to the top face of the joint.

**25.4.4.6** إذا تم توفير تسليح العزم السالب للكمرة بواسطة أسياخ محلزنة ذات رأس تنتهي في المفصل، يمتد العمود فوق الجزء العلوي من المفصل مسافة على الأقل عمق  $h$  للمفصل، حيث  $h$  هو البعد الأفقي للمفصل في اتجاه القوى التي يجري النظر فيها. وبدلاً من ذلك، يجب أن يتم تسليح الكمرة عن طريق تسليح رأسي إضافي للمفصل مما يوفر حصراً مكافئاً للوجه العلوي للمفصل.

**R25.4.4.5** No evidence is available regarding the effect of parallel reinforcement on the development length of headed bars except in beam-column joints.

**R25.4.4.5** لا يوجد دليل متاح فيما يتعلق بتأثير التسليح الموازي على طول التثبيت للأسياخ ذات رأس باستثناء مفاصل كمرة - عمود.

**R25.4.4.6** Refer to **R18.4.4.5**.

**R25.4.4.6** ارجع إلى **R18.4.4.5**.

## CODE

### الكود

#### 25.4.5 Development of mechanically anchored deformed bars in tension.

25.4.5 تثبيت الاسياخ المحلزنة ميكانيكياً في الشد

**25.4.5.1** Any mechanical attachment or device capable of developing  $f_y$  of deformed bars shall be permitted, provided it is approved by the building official in accordance with 1.10. Development of deformed bars shall be permitted to consist of a combination of mechanical anchorage plus additional embedment length of the deformed bars between the critical section and the mechanical attachment or device.

**25.4.5.1** يُسمح بأي مرفق أو جهاز ميكانيكي قادر على تثبيت الاسياخ المحلزنة ، بشرط موافقة مسؤول المبنى وفقاً لـ 1.10. يسمح بتثبيت الاسياخ المحلزنة التي تتكون من تركيب التثبيت الميكانيكي بالإضافة إلى طول غرز إضافي للأسياخ المحلزنة بين المقطع الحرج والمرفق أو الجهاز الميكانيكي

#### 25.4.6 Development of welded deformed wire reinforcement in tension

25.4.6 تثبيت تسليح السلك المحلزن الملحوم في الشد

**25.4.6.1** Development length  $\ell_d$  for welded deformed wire reinforcement in tension measured from the critical section to the end of wire shall be the greater of (a) and (b), where wires in the direction of the development length shall all be deformed D31 or smaller.

- (a) Length calculated in accordance with 25.4.6.2
- (b) 200 mm.

**25.4.6.1** يجب أن يكون طول التثبيت بالنسبة لتسليح الأسلاك المحلزنة الملحومة في الشد المقاس من المقطع الحرج إلى نهاية السلك أكبر من (أ) و (ب) ، حيث يتم حلزنة جميع الأسلاك في اتجاه طول التثبيت D31 أو أصغر (أ) الطول المحسوب وفقاً لـ 25.4.6.2 (ب) 200 mm

**25.4.6.2** For welded deformed wire reinforcement,  $\ell_d$  shall be calculated from 25.4.2.2 or 25.4.2.3, times welded deformed wire reinforcement factor  $\psi_w$  from 25.4.6.3 or 25.4.6.4. For epoxy-coated welded deformed wire reinforcement meeting 25.4.6.3, it shall be permitted to use  $\psi_e = 1.0$  in 25.4.2.3 or 25.4.2.4.

**25.4.6.2** فيما يتعلق بتسليح الأسلاك المحلزنة الملحومة ، يجب أن تحسب  $\ell_d$  من 25.4.2.2 أو 25.4.2.3 ، ومرات معامل اللحام لتسليح السلك المحلزن  $\psi_w$  من 25.4.6.3 أو 25.4.6.4. بالنسبة إلى تركيب تسليح الأسلاك المحلزنة الملحومة المغلفة بالإيبوكسي 25.4.6.3 ، يجب أن يسمح باستخدام  $\psi_e = 1.0$  في 25.4.2.3 أو 25.4.2.4.

## COMMENTARY

### التعليق

#### R25.4.5 Development of mechanically anchored deformed bars in tension

R25.4.5 تثبيت الاسياخ المحلزنة ميكانيكياً في الشد

**R25.4.5.1** Anchorage of deformed bars through the use of mechanical devices within concrete that do not meet the requirements in 20.2.1.6, or are not developed in accordance with 25.4.4, may be used if tests demonstrate the ability of the head and bar system to develop or anchor the desired force in the bar, as described in this provision.

**R25.4.5.1** يمكن استخدام تثبيت الاسياخ المحلزنة من خلال استخدام الأجهزة الميكانيكية في الخرسانة التي لا تستوفي بالمتطلبات الواردة في 20.2.1.6 ، أو التي لم يتم تثبيتها وفقاً للفقرة 25.4.4 ، إذا أثبتت الاختبارات قدرة الرأس ونظام السبيخ بتطوير أو تثبيت القوة المطلوبة في السبيخ ، كما هو موضح في هذا الحكم

#### R25.4.6 Development of welded deformed wire reinforcement in tension

R25.4.6 تثبيت تسليح السلك المحلزن الملحوم في الشد

**R25.4.6.1** ASTM A1064 for welded deformed wire reinforcement requires the same strength of the weld as required for welded plain wire reinforcement. Some of the development is assigned to welds and some assigned to the length of deformed wire

**R25.4.6.1** تتطلب ASTM A1064 لتسليح الأسلاك المحلزنة الملحومة نفس مقاومة اللحام اللازمة لتسليح الأسلاك العادية الملحومة. يتم تعيين بعض التثبيت للحامات وتخصيص بعضها لطول السلك المحلزن

**R25.4.6.2** The welded deformed wire reinforcement factor  $\psi_w$  is applied to the deformed wire development length calculated from 25.4.2.2 or 25.4.2.3. Tests (Bartoletti and Jirsa 1995) have indicated that epoxycoated welded deformed wire reinforcement has essentially the same development and splice strengths as uncoated welded deformed wire reinforcement because the cross wires provide the primary anchorage for the wire. Therefore,  $\psi_e$  of 1.0 is used for development and splice lengths of epoxy-coated welded deformed wire reinforcement with cross wires within the splice or development length.

**R25.4.6.2** يطبق معامل تسليح الأسلاك المحلزنة الملحوم  $\psi_w$  على طول تثبيت السلك المحلزن المحسوب من 25.4.2.2 أو 25.4.2.3. أشارت الاختبارات (Bartoletti و Jirsa 1995) إلى أن تسليح السلك المحلزن الملحوم المغلف بالإيبوكسي يشكل أساسي لها نفس التثبيت ومقاومة الربط مثل تسليح الأسلاك الغير مغلفة الملحومة لأن الأسلاك المتقاطعة توفر التثبيت الأساسي للسلك. لذلك، يتم استخدام  $\psi_e$  من 1.0 من أجل التثبيت وأطوال التوصيل لتسليح السلك الملحوم المغلف بطبقة إيبوكسية مع أسلاك متقاطعة داخل طول التوصيل أو التثبيت.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**25.4.6.3** For welded deformed wire reinforcement with at least one cross wire within  $\ell_d$  that is at least 50 mm. from the critical section,  $\psi_w$  shall be the greater of (a) and (b), and need not exceed 1.0:

25.4.6.3 فيما يتعلق تسليح الأسلاك المحلزنة الملحومة بأسلاك متقاطعة واحدة على الأقل ضمن  $\ell_d$  والتي تكون على الأقل 50 mm من المقطع الحرج ، يجب أن تكون  $\psi_w$  أكبر من (a) و (b) ولا يجب أن تتجاوز 1.0:

$$(a) \left( \frac{f_y - 240}{f_y} \right)$$

$$(b) \left( \frac{5d_b}{s} \right)$$

where  $s$  is the spacing between the wires to be developed.

حيث  $s$  هي التباعد بين الأسلاك المطلوب تثبيتها.

**25.4.6.4** For welded deformed wire reinforcement with no cross wires within  $\ell_d$  or with a single cross wire less than 50 mm from the critical section,  $\psi_w$  shall be taken as 1.0.

25.4.6.4 بالنسبة لتسليح الأسلاك المحلزنة الملحومة بدون أسلاك متقاطعة داخل  $\ell_d$  أو بسلك واحد متقاطع أقل من 50 مم من المقطع الحرج ، يجب اعتبار  $\psi_w$  1.0.

**25.4.6.5** Where any plain wires, or deformed wires larger than D31, are present in the welded deformed wire reinforcement in the direction of the development length, the reinforcement shall be developed in accordance with 25.4.7.

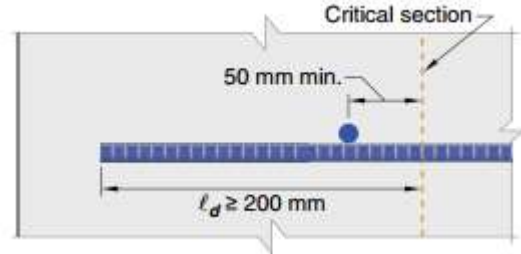
25.4.6.5 في حالة وجود أي أسلاك عادية أو أسلاك محلزنة أكبر من D31 ، في تسليح الأسلاك الملحومة في اتجاه طول التثبيت ، يجب تثبيت التسليح وفقاً لـ 25.4.7.

**25.4.6.6** Zinc-coated (galvanized) welded deformed wire reinforcement shall be developed in accordance with 25.4.7.

25.4.6.6 يتم تثبيت تسليح الأسلاك المحلزنة (المجلفنة) الملحومة المغلفة بالزنك وفقاً لـ 25.4.7

**R25.4.6.3** Figure R25.4.6.3 shows the development requirements for welded deformed wire reinforcement with one cross wire within the development length.

R25.4.6.3 يبين الشكل R25.4.6.3 متطلبات التثبيت الخاصة بتسليح الأسلاك المحلزنة الملحومة بأسلاك متقاطعة واحدة خلال طول التثبيت



**Fig. R25.4.6.3—Development of welded deformed wire reinforcement.**

الشكل – R25.4.6.3 تثبيت تسليح الأسلاك المحلزنة الملحومة.

**R25.4.6.5** Deformed wire larger than D31 is treated as plain wire because tests show that D45 wire will achieve only approximately 60 percent of the bond strength in tension given by Eq. (25.4.2.3a) (Rutledge and DeVries 2002).

R25.4.6.5 يتم التعامل مع الأسلاك المحلزنة الأكبر من D31 كسلك عادي لأن الاختبارات تبين أن سلك D45 سيحقق فقط حوالي 60 في المائة من مقاومة الترابط في الشد المعطى بواسطة المعادلة (25.4.2.3a) (Rutledge and DeVries 2002)



## CODE

### الكود

#### 25.4.7 Development of welded plain wire reinforcement in tension

25.4.7. تثبيت تسليح سلك عادي ملحوم في الشد

**25.4.7.1** Development length  $\ell_d$  for welded plain wire reinforcement in tension measured from the critical section to the outermost cross wire shall be the greater of (a) and (b) and shall require a minimum of two cross wires within  $\ell_d$ .

(a) Length calculated in accordance with 25.4.7.2

(b) 150 mm.

25.4.7.1 يكون طول التثبيت بالنسبة لتسليح سلك عادي ملحوم في الشد المقاس من المقطع الحرج إلى السلك الخارجي الأبعد أكبر من (a) و (b) ويتطلب حد أدنى من سلكين متقاطعين داخل  $\ell_d$ .

(أ) الطول المحسوب وفقاً لـ 25.4.7.2

(ب) 150 mm

**25.4.7.2**  $\ell_d$  shall be the greater of (a) and (b):

(a) spacing of cross wires + 50 mm.

25.4.7.2  $\ell_d$  يجب أن يكون أكبر من (أ) و (ب):

(أ) المسافة بين الأسلاك المتقاطعة + 50 mm.

$$(b) \quad 3.3 \left( \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) \left( \frac{A_b}{s} \right)$$

where  $s$  is the spacing between the wires to be developed, and  $\lambda$  is given in Table 25.4.2.5.

حيث  $s$  هي التباعد بين الأسلاك التي سيتم تثبيتها ، و  $\lambda$  معطى في الجدول 25.4.2.5.

## COMMENTARY

### التعليق

#### R25.4.7 Development of welded plain wire reinforcement in tension

R25.4.7. تثبيت تسليح سلك عادي ملحوم في الشد

**R25.4.7.1** ASTM A1064 for welded plain wire reinforcement requires the same strength of the weld as required for welded deformed wire reinforcement. All of the development is assigned to the welded cross wires; consequently, welded plain wire reinforcement requires at least two cross wires.

R25.4.7.1 تتطلب ASTM A1064 لتسليح السلك العادي الملحوم نفس مقاومة اللحام كما هو مطلوب لتسليح سلك محلزن ملحوم. يتم تعيين كل التثبيت للأسلاك المتقاطعة الملحومة؛ وبالتالي ، يتطلب تسليح الأسلاك العادية الملحومة سلكين متقاطعين على الأقل

**R25.4.7.2** Figure R25.4.7.2 shows the development requirements for welded plain wire reinforcement with development primarily dependent on the location of cross wires.

For welded plain wire reinforcement made with small wires, an embedment of at least two cross wires 50mm.

or more beyond the point of critical section is adequate to develop the full yield strength of the anchored wires. However, for welded plain wire reinforcement made with larger closely spaced wires, a longer embedment is required with the development length controlled by 25.4.7.2(b).

R25.4.7.2 يبين الشكل R25.4.7.2 متطلبات التثبيت الخاصة بتسليح الأسلاك العادية الملحومة مع تثبيت يعتمد في المقام الأول على موقع الأسلاك المتقاطعة. للحصول على أسلاك ملحومة مصنوعة من أسلاك صغيرة ، فإن الغرز يكون ما لا يقل عن سلكين متقاطعين 50 mm. أو أكثر من المقطع الحرج يكون كافياً لتثبيت مقاومة الخضوع الكامل المثبتة. ومع ذلك ، بالنسبة لتسليح السلك الملحوم المصنوع بسلك أكبر من الأسلاك المتقاربة ، يتطلب الأمر فترة أطول للغرز مع التحكم في طول التثبيت بمقدار 25.4.7.2(b).

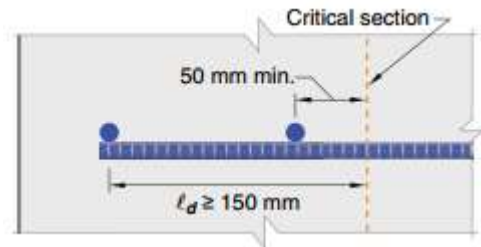


Fig. R25.4.7.2—Development of welded plain wire reinforcement.

الشكل – R25.4.7.2 تثبيت تسليح الأسلاك العادية الملحومة.

## CODE

### الكود

#### 25.4.8 Development of pretensioned seven-wire strands in tension

25.4.8 تثبيت الخيوط السبعة لأسلاك مسبقة الشد في الشد

## COMMENTARY

### التعليق

**R25.4.8** Development of pretensioned seven-wire strands in tension—Development requirements for pretensioned strand are intended to provide bond integrity for the strength of the member. Provisions are based on tests performed on normalweight concrete members with a minimum cover of 50 mm. These tests may not represent the behavior of strand in no-slump concrete. Concrete placement operations should ensure consolidation of concrete around the strand with complete contact between the steel and concrete.

**R25.4.8** تثبيت الخيوط السبعة لأسلاك مسبقة الشد في الشد - يُقصد من متطلبات التثبيت للخيوط مسبقة الشد توفير تكامل الترابط لمقاومة العنصر. وتستند الأحكام إلى اختبارات أجريت على عناصر خرسانية ذات وزن طبيعي بغطاء لا يقل عن 50 mm. قد لا تمثل هذه الاختبارات سلوك الخيوط في الخرسانة الغير هابطة. يجب أن تضمن عمليات وضع الخرسانة لضمان التصلب للخرسانة حول الخيوط مع التلامس الكامل بين الحديد والخرسانة.

The bond of strand is a function of a number of factors, including the configuration and surface condition of the steel, the stress in the steel, the depth of concrete beneath the strand, and the method used to transfer the force in the strand to the concrete.

ترابط الخيوط هي دالة لعدد من المعاملات، بما في ذلك التكوين والحالة السطحية للحديد، والإجهاد في الحديد، وعمق الخرسانة أسفل الخيوط، والطريقة المستخدمة لنقل القوة في الخيوط إلى الخرسانة.

For bonded applications, quality assurance procedures should be used to confirm that the strand is capable of adequate bond (Rose and Russell 1997; Logan 1997). The precast concrete manufacturer may rely on certification from the strand manufacturer that the strand has bond characteristics that comply with this section.

وبالنسبة للتطبيقات المترابطة، ينبغي استخدام إجراءات ضمان الجودة للتأكد من أن الخيوط قادرة على توفير الترابط الكافي (روز ورسل 1997؛ لوغان 1997). قد تعتمد الشركة المصنعة للخرسانة مسبقة الصب على شهادة من الشركة المصنعة للخيوط بأن الخيوط لها خصائص ربط التي تتوافق مع هذا القسم

This section does not apply to plain wires, to endanchored tendons, or to unstressed strand. The development length for plain wire could be considerably greater due to the absence of mechanical interlock. Flexural bond failure would occur with plain wire when first slip occurred.

لا ينطبق هذا القسم على الأسلاك العادية أو على الكابلات الغير مثبتة أو على الكابل الغير مجهد. يمكن أن يكون طول تثبيت الأسلاك العادية أكبر بكثير بسبب عدم وجود تعشيق ميكانيكي. يحدث انهيار الانحناء للترابط مع سلك عادي عند حدوث الانزلاق الأول.

Unstressed prestressing steel is sometimes used as integrity reinforcement in precast concrete structures; however, there are limited data available regarding the bond length required to ensure development of the yield strength of the reinforcement (Salmons and McCrate 1977 PCA 1980).

أحياناً يتم استخدام الحديد المضاد للإجهاد المسبق كتسليح للسلامة في المنشآت الخرسانية مسبقة الصب؛ ومع ذلك، هناك بيانات محدودة متاحة فيما يتعلق بطول الترابط المطلوب لضمان تثبيت مقاومة خضوع التسليح (Salmons و McCrate 1977).

**25.4.8.1** Development length  $\ell_d$  of pretensioned sevenwire strands in tension shall be in accordance with (a) and (b):

**25.4.8.1** طول التثبيت  $\ell_d$  يجب أن تكون خيوط السبائك السبعة مسبقة الشد في الشد وفقاً لـ (أ) و (ب):

$$(a) \ell_d = \left( \frac{f_{se}}{21} \right) d_b + \left( \frac{f_{ps} - f_{se}}{7} \right) d_b \quad (25.4.8.1)$$

(b) If bonding of a strand does not extend to end of member, and design includes tension at service loads

(ب) إذا لم يمتد ربط الخيوط إلى طرف العنصر ، ويشمل التصميم شداً في أحمال الخدمة

**25.4.8.2** Seven-wire strand shall be bonded at least  $\ell_d$  beyond the critical section except as provided in 25.4.8.3.

**25.4.8.2** يجب ربط الخيوط الاسلاك السبعة على الأقل بعد  $\ell_d$  خارج المقطع الحرج باستثناء ما هو منصوص عليه في 25.4.8.3.

**R25.4.8.1** The first term in Eq. (25.4.8.1) represents the transfer length of the strand, that is, the distance over which the strand should be bonded to the concrete to develop the effective prestress in the prestressing steel,  $f_{se}$ . The second term represents the additional length over which the strand should be bonded so that the stress in the prestressing steel at nominal strength of the member,  $f_{ps}$ , may develop.

**R25.4.8.1** المصطلح الأول في المعادلة (25.4.8.1) يمثل طول نقل الخيوط، أي المسافة التي ينبغي ربط الخيوط فيها بالخرسانة من أجل تطوير الإجهاد الفعال في الحديد مسبق الإجهاد،  $f_{se}$ . أما المصطلح الثاني فيمثل الطول الإضافي الذي يجب ربط الخصلة به حتى يمكن أن يحدث الإجهاد في فولاذ الإجهاد المسبق بالمقاومة الاسمية للعنصر،  $f_{ps}$ .

Exploratory tests (Kaar and Magura 1965) that studied the effect of debonded strand (bond not permitted to extend to the ends of members) on performance of pretensioned

الاختبارات الاستكشافية (Kaar and Magura 1965) التي درست تأثير الخيوط المترابطة (الترابط الغير مسموح به أن يمتد إلى نهايات العناصر) على أداء مسبقة الشد

girders indicated that the performance of these girders with embedment lengths twice those required by Eq. (25.4.8.1) closely matched the flexural performance of similar pretensioned girders with strand fully bonded to ends of girders. Accordingly, twice the development length is required for strand not bonded through to the end of a member. Subsequent tests (Rabbat et al. 1979) indicated that in pretensioned members designed for zero tension in the concrete under service load conditions (refer to 24.5.2), the development length for debonded strands need not be increased by a factor of 2. For analysis of sections with debonded strands at locations where strand is not fully developed, the procedure outlined in 21.2.3 is provided.

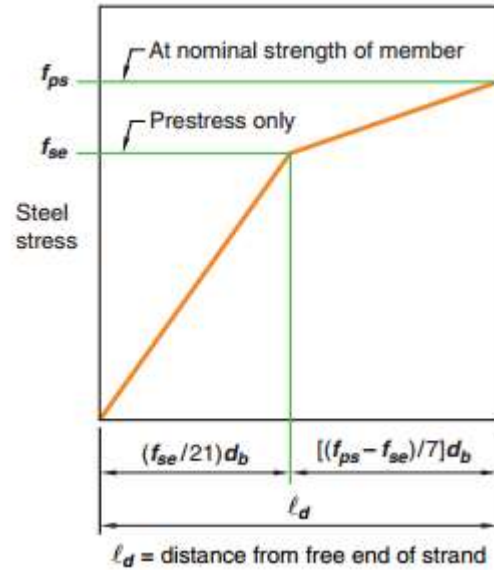
أشارت الكمرات إلى أن أداء هذه الكمرات مع أطوال الغرز ضعف تلك التي يتطلبها المعادلة (25.4.8.1) يتطابق بشكل وثيق مع أداء الانحناء للكمرات مسبقة الشد مع الخيوط المترابطة بالكامل بنهايات الكمرات. وبناءً على ذلك ، يلزم ضعف طول التثبيت للخيوط الغير مترابطة حتى نهاية العنصر. أشارت الاختبارات اللاحقة (Rabbat et al. 1979) إلى أنه في العناصر مسبقة الشد المصممة للشد الصفري في الخرسانة تحت ظروف حمل الخدمة (راجع 24.5.2) ، لا يلزم زيادة طول التثبيت للخيوط المترابطة بمعامل 2. تحليل المقاطع ذات الخيوط المترابطة في المواقع التي لم يتم تثبيتها بالكامل ، يتم تقديم الإجراء الموضح في 21.2.3.

**25.4.8.3** Embedment less than  $\ell_d$  shall be permitted at a section of a member, provided the design strand stress at that section does not exceed values obtained from the bilinear relationship defined by Eq. (25.4.8.1).

**25.4.8.3** يجب أن يسمح بالغرز أقل من  $\ell_d$  في مقطع من عنصر ما ، بشرط ألا يتجاوز الاجهاد التصميمي للخيوط في ذلك المقطع القيم التي تم الحصول عليها من العلاقة الثنائية المحددة بواسطة المعادلة (25.4.8.1).

**R25.4.8.3** Figure R25.4.8.3 shows the relationship between steel stress and the distance over which the strand is bonded to the concrete represented by Eq. (25.4.8.1). This idealized variation of strand stress may be used for analyzing sections within the development region (Martin and Korkosz 1995; PCI MNL 120). The expressions for transfer length and for the additional bonded length necessary to develop an increase in stress of  $(f_{ps} - f_{se})$  are based on tests of members prestressed with clean, 6.4, 9.5, and 12.7 mm. diameter strands for which the maximum value of  $f_{ps}$  was 1900 MPa (Kaar and Magura 1965; Hanson and Kaar 1959; Kaar et al. 1963).

**R25.4.8.3** يبين الشكل R25.4.8.3 العلاقة بين إجهاد الحديد والمسافة التي ترتبط بها الخيوط بالخرسانة الممثلة بالمعادلة (25.4.8.1). يمكن استخدام هذا التغير المثالي في إجهاد الخيوط في تحليل المقاطع داخل منطقة التثبيت (Martin and Korkosz 1995; PCI MNL 120). تعتمد التعبيرات الخاصة بطول النقل والإضافي اللازم للتثبيت زيادة في الإجهاد ( $f_{ps} - f_{se}$ ) على اختبارات العناصر مسبقة الإجهاد بقطر 4 ، 9.5 ، 12.7 mm. حيث بلغت القيمة القصوى لقطر الخيوط 1900 MPa (Kaar and Magura 1965; Hanson and Kaar 1959; Kaar et al 1963).



**Fig. R25.4.8.3**—Idealized bilinear relationship between steel stress and distance from the free end of strand.

الشكل - R25.4.8.3 العلاقة الثنائية المثالية بين إجهاد الحديد والمسافة من الطرف الحر للخيوط.

**25.4.9 Development of deformed bars and deformed wires in compression**

**R25.4.9 Development of deformed bars and deformed wires in compression**

25.4.9 تثبيت الاسياخ المحلزنة والأسلاك المحلزنة في الضغط

R25.4.9 تثبيت الاسياخ المحلزنة والأسلاك المحلزنة في الضغط

**25.4.9.1** Development length  $\ell_{dc}$  for deformed bars and deformed wires in compression shall be the greater of (a) and (b)  
(a) Length calculated in accordance with 25.4.9.2  
(b) 200mm.

**R25.4.9.1** The weakening effect of flexural tension cracks is not present for bars and wires in compression, and usually end bearing of the bars on the concrete is beneficial. Therefore, shorter development lengths are specified for compression than for tension.

25.4.9.1 يكون طول التثبيت للاسياخ المحلزنة والأسلاك المحلزنة في الضغط أكبر من (أ) و (ب).  
(أ) الطول المحسوب وفقاً للرقم 25.4.9.2  
(ب) 200mm

R25.4.9.1 لا يكون التأثير الضعيف لشقوق انحناء الشد متاحاً للاسياخ والأسلاك في الضغط ، وعادة ما يكون لتحميل نهاية الاسياخ على الخرسانة مفيداً. لذلك، يتم تحديد أطوال تثبيت أقصر للضغط من الشد.

**25.4.9.2**  $\ell_{dc}$  shall be the greater of (a) and (b), using the modification factors of 25.4.9.3:

**R25.4.9.2** The constant 0.043 has units of mm<sup>2</sup>/N. The term  $\lambda$  is provided in the expression for development in 25.4.9.2 recognizing that there are no known test data on compression development in lightweight concrete but that splitting is more likely in lightweight concrete.

25.4.9.2  $\ell_{dc}$  يجب أن يكون أكبر من (a) و (b) ، باستخدام معاملات التعديل من 25.4.9.3

$$(a) \left( \frac{0.24 f_y \psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

$$(b) 0.043 f_y \psi_r d_b$$

R25.4.9.2 يحتوي الثابت 0.043 على وحدات من mm<sup>2</sup>/N. تم توفير المصطلح  $\lambda$  في التعبير للتثبيت في 25.4.9.2 مع الاعتراف بعدم وجود بيانات اختبار معروفة حول تثبيت الضغط في الخرسانة خفيفة الوزن ولكن هذا التقسيم يكون أكثر احتمالاً في الخرسانة خفيفة الوزن.

**25.4.9.3** For the calculation of  $\ell_{dc}$ , modification factors shall be in accordance with Table 25.4.9.3, except  $\psi_r$  shall be permitted to be taken as 1.0

**R25.4.9.3** The development length may be reduced 25 percent when the reinforcement is enclosed within closely spaced spirals, ties, or hoops

25.4.9.3 لحساب  $\ell_{dc}$  ، يجب أن تكون معاملات التعديل طبقاً للجدول 25.4.9.3 ، ما عدا أنه يجب السماح بـ 1

R25.4.9.3 قد يتم تخفيض طول التثبيت بنسبة 25 في المائة عندما يكون التسليح محاطاً بحلزونات أو روابط أو أطواق متقاربة المسافات

**Table 25.4.9.3—Modification factors for deformed bars and wires in compression**

الجدول 25.4.9.3 - معاملات التعديل للاسياخ والأسلاك المحلزنة في الضغط

Modification factor	Condition	Value of factor
Lightweight $\lambda$	Lightweight concrete	0.75
	Normalweight concrete	1.0
Confining reinforcement $\psi_r$	Reinforcement enclosed within (1), (2), (3), or (4): (1) a spiral (2) a circular continuously wound tie with $d_b \geq 6$ mm and pitch 100 mm (3) No. 13 bar or MD130 wire ties in accordance with 25.7.2 spaced $\leq 100$ mm on center (4) hoops in accordance with 25.7.4 spaced $\leq 100$ mm on center	0.75
	Other	1.0

**25.4.10 Reduction of development length for excess reinforcement**

**R25.4.10 Reduction of development length for excess Reinforcement**

**25.4.10 تقليل طول التثبيت للتسليح الزائد**

**R25.4.10 تقليل طول التثبيت للتسليح الزائد**

**25.4.10.1** Reduction of development lengths defined in 25.4.2.1(a), 25.4.3.1(a), 25.4.6.1(a), 25.4.7.1(a), and 25.4.9.1(a) shall be permitted by use of the ratio  $(A_s, \text{required}) / (A_s, \text{provided})$ , except where prohibited by 25.4.10.2. The modified development lengths shall not be less than the respective minimums specified in 25.4.2.1(b), 25.4.3.1(b), 25.4.3.1(c), 25.4.6.1(b), 25.4.7.1(b), and 25.4.9.1(b).

**R25.4.10.1** A reduction in development length is permitted in limited circumstances if excess reinforcement is provided.

**R25.4.10.1** يُسمح بالتقليل من طول التثبيت في ظروف محدودة إذا تم توفير تسليح زائد.

**25.4.10.1** يُسمح بتخفيض أطوال التثبيت المحددة في 25.4.2.1 (أ) و 25.4.3.1 (أ) و 25.4.6.1 (أ) و 25.4.7.1 (أ) و 25.4.9.1 (أ) باستخدام النسبة  $(A_s \text{ المطلوب}) / (A_s \text{ المتوفر})$  ، باستثناء الحالات المحظورة بموجب 25.4.10.2. يجب ألا تقل أطوال التثبيت المعدلة عن أقل الحدود المحددة في 25.4.2.1 (ب) و 25.4.3.1 (ب) و 25.4.3.1 (ج) و 25.4.6.1 (ب) و 25.4.7.1 (ب) و 25.4.9.1 (ب).

**25.4.10.2** A reduction of development length in accordance with 25.4.10.1 is not permitted for (a) through (e).

- (a) At noncontinuous supports
- (b) At locations where anchorage or development for  $f_y$  is required
- (c) Where bars are required to be continuous
- (d) For headed and mechanically anchored deformed reinforcement
- (e) In seismic-force-resisting systems in structures assigned to Seismic Design Categories D, E, or F
- (f) Anchorage of concrete piles and concrete filled pipe piles to pile caps in structures assigned to Seismic Design Categories C, D, E, or F

**R25.4.10.2** The excess reinforcement factor  $(A_s, \text{required}) / (A_s, \text{provided})$ , applicable to deformed bars without heads, is not applicable to headed bars where force is transferred through a combination of bearing at the head and bond along the bar. Concrete breakout due to bearing at the head was considered in developing the provisions of 25.4.4. Because the concrete breakout strength of a headed bar is a function of the embedment depth to the 1.5 power (refer to Eq. (17.4.2.2a)), a reduction in development length with the application of the excess reinforcement factor could result in a potential concrete breakout failure.

**25.4.10.2** لا يُسمح بالتقليل من طول التثبيت وفقاً لـ 25.4.10.1 من (أ) إلى (هـ).

- (أ) في الركائز الغير مستمرة (ب) في الأماكن التي تتطلب تثبيت أو تطوير  $f_y$
- (ج) عند الحاجة إلى أن تكون الاسياخ مستمرة (د) للحصول على تسليح محلزن ذات رأس ومثبت ميكانيكياً (هـ) في أنظمة مقاومة القوة الزلزالية - المقاومة في المنشآت المخصصة لفئات التصميم الزلزالي من الفصول D أو E أو F
- (و) تثبيت الخوازيق الخرسانية وأنباب الخوازيق المملوءة بالخرسانة إلى تاج الخوازيق في المنشآت المخصصة لفئات التصميم الزلزالي C أو D أو E أو F

**R25.4.10.2** لا ينطبق معامل التسليح الزائد  $(A_s \text{ مطلوب}) / (A_s \text{ المتوفر})$  ، المطبق على الاسياخ المحلزنة دون رؤوس ، على الاسياخ ذات رأس التي تنقل فيها القوة عبر تركيب من التحميل في الرأس والترابط على طول السليخ. تم النظر في اختراق الخرسانة بسبب التحميل على الرأس عند تطوير أحكام 25.4.4. نظراً لأن مقاومة الاختراق الخرسانية للسليخ ذات رأس هي دالة لعمق الغرز إلى القوة 1.5 (راجع المعادلة (17.4.2.2a)) ، يمكن أن يؤدي انخفاض طول التثبيت مع تطبيق معامل التسليح الزائد إلى احتمال انهيار اختراق الخرسانة.

Where a flexural member is part of the seismic-force-resisting-system, loads greater than those anticipated in design may cause reversal of moment at supports; some positive reinforcement should be fully developed into the support. This anchorage is required to ensure ductile response in the event of serious overstress, such as from earthquake or blast. It is not sufficient to use more reinforcement at lower stresses.

عندما يكون عنصر الانحناء جزءاً من نظام مقاومة القوة الزلزالية، فإن الأحمال الأكبر من تلك المتوقعة في التصميم قد تسبب انعكاساً للعزم عند الركائز ؛ يجب تثبيت بعض التسليح الموجب بشكل كامل في الركيزة. هذا التثبيت مطلوب لضمان استجابة مرنة في حالة الاجهاد الشديد، مثل الزلزال أو الانفجار. لا يكفي استخدام المزيد من التسليح في اجهادات أقل.



The reduction factor based on area is not to be used in those cases where anchorage development for full  $f_y$  is required. For example, the excess reinforcement factor does not apply for development of shrinkage and temperature reinforcement according to 24.4.3.4 or for development of reinforcement provided according to 8.7.4.2, 8.8.1.6, 9.7.7, and 9.8.1.6.

لا ينبغي استخدام معامل التخفيض على أساس المساحة في الحالات التي يتطلب فيها التطوير الكامل لـ  $f_y$ . على سبيل المثال، لا ينطبق معامل التسليح الزائد على تثبيت تسليح الانكماش ودرجة الحرارة وفقاً لـ 24.4.3.4 أو لتثبيت التسليح المتوفر وفقاً لـ 8.7.4.2، و 8.8.1.6، و 9.7.7، و 9.8.1.6.

## 25.5—Splices

### 25.5 التوصيلات

#### 25.5.1 General

##### 25.5.1 عام

**25.5.1.1** Lap splices shall not be permitted for bars larger than No. 36, except as provided in 25.5.5.3.

**25.5.1.1** لا يسمح استخدام توصيلات التداخل للأسياخ الأكبر من رقم 36، باستثناء ما هو منصوص عليه في 25.5.5.3.

**25.5.1.2** For contact lap splices, minimum clear spacing between the contact lap splice and adjacent splices or bars shall be in accordance with the requirements for individual bars in 25.2.1.

**25.5.1.2** بالنسبة إلى وصلات التداخل، يجب أن يكون الحد الأدنى من التباعد الصافي بين وصلات التداخل والتوصيلات المجاورة أو الأسياخ متوافقاً مع متطلبات الأسياخ الفردية في 25.2.1.

**25.5.1.3** For noncontact splices in flexural members, the transverse center-to-center spacing of spliced bars shall not exceed the lesser of one-fifth the required lap splice length and 150mm.

**25.5.1.3** في حالة عدم التوصيل في عناصر الانحناء، يجب ألا يتجاوز التباعد العرضي من المركز إلى المركز بين الأسياخ الموصلة من خمس طول التوصيل المتداخل المطلوب و 150 mm.

**25.5.1.4** Reduction of development length in accordance with 25.4.10.1 is not permitted in calculating lap splice lengths.

**25.5.1.4** لا يسمح بخفض طول التثبيت وفقاً لـ 25.4.10.1 في حساب أطوال التوصيل المتداخل.

## R25.5—Splices

### 25.5 التوصيلات

#### R25.5.1 General

Lap splice lengths of longitudinal reinforcement in columns should be calculated in accordance with 10.7.5, 18.7.4.3, and this section.

##### R25.5.1 عام

أطوال التوصيل المتداخل من التسليح الطولي في الأعمدة يجب أن تحسب وفقاً لـ 10.7.5، و 18.7.4.3، وهذا القسم.

**R25.5.1.1** Because of lack of adequate experimental data on lap splices of No. 43 and No. 57 bars in compression and in tension, lap splicing of these bar sizes is prohibited except as permitted in 25.5.5.3 for compression lap splices of No. 43 and No. 57 bars with smaller bars.

**R25.5.1.1** بسبب الافتقار إلى بيانات تجريبية كافية على توصيلات التداخل للأسياخ رقم 43 ورقم 57 في الضغط و الشد، يُحظر إحكام التوصيل المتداخل لهذه الأحجام باستثناء ما هو مسموح به في 25.5.5.3 لتوصيل التداخل للضغط رقم 43 ورقم 57 مع أسياخ أصغر.

**R25.5.1.3** If individual bars in noncontact lap splices are too widely spaced, an unreinforced section is created. Forcing a potential crack to follow a zigzag line (5-to-1 slope) is considered a minimum precaution. The 150 mm. maximum spacing is added because most research available on the lap splicing of deformed bars was conducted with reinforcement within this spacing.

**R25.5.1.3** إذا كانت الأسياخ الفردية في توصيلات التداخل الغير متصلة موزعة على مسافات كبيرة جداً، يتم إنشاء مقطع غير مسلح. يُعتبر فرض تشقق محتمل لاتباع خط متعرج (ميل 5 إلى 1) إجراء احتياطياً على أقل تقدير. تم إضافة التباعد الأقصى البالغ 150 mm لأن معظم الأبحاث المتوفرة على التوصيل المتداخل للأسياخ المحلزنة أجريت مع التسليح ضمن هذه التباعد.

**R25.5.1.4** The development length  $\ell_d$  used to obtain lap length should be based on  $f_y$  because the splice classifications already reflect any excess reinforcement at the splice location; therefore, the factor from 25.4.10.1 for excess  $A_s$  should not be used.

**R25.5.1.4** ينبغي أن يستند طول التثبيت المستخدم للحصول على طول التداخل على أساس  $f_y$  لأن تصنيفات التوصيل تعكس بالفعل أي تسليح زائد في موقع الوصلة؛ لذلك، فإن معامل من 25.4.10.1 عن فائض  $A_s$  كما لا ينبغي أن تستخدم.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**25.5.1.5** For bars with  $f_y \geq 550$  MPa spaced closer than 150 mm on center, transverse reinforcement shall be provided such that  $K_{tr}$  shall not be smaller than  $0.5db$ .

**25.5.1.5** بالنسبة للأسياخ ذات  $f_y \geq 550$  MPa الأقرب من 150 مم في المركز ، يجب توفير التسليح العرضي بحيث لا يكون  $K_{tr}$  أصغر من  $0.5db$ .

**25.5.1.6** Non-contact lap splices for reinforcement in shotcrete shall have clear spacing in accordance with (a) or (b):

(a) For No. 19 and smaller bars, the clear spacing between bars shall be at least greater of  $6db$  and 65 mm.

(b) For No. 22 and larger bars, the clear spacing shall be established using a shotcrete mockup panel to demonstrate that the reinforcement is properly encased.

**25.5.1.6** يجب أن تكون التوصيلات المتداخلة الغير متصلة للتسليح في الخرسانة المرشوشة ذات تباعد صافي وفقاً لـ (أ) أو (ب):

(أ) بالنسبة للرقم 19 والأسياخ الأصغر ، يجب أن تكون المسافات الصافية بين الأسياخ أكبر من  $6db$  و 65 mm على الأقل.

(ب) بالنسبة للرقم 22 والأسياخ الأكبر ، يجب تحديد التباعد الصافي باستخدام لوحة من الخرسانة المرشوشة لإثبات أن التسليح مغلف بشكل صحيح.

**25.5.1.7** Contact lap splices for reinforcement in shotcrete shall be oriented with the plane of the spliced bars perpendicular to the surface of the shotcrete and approved by the licensed design professional based on a shotcrete mockup panel to demonstrate that the reinforcement is properly encased.

**25.5.1.7** يجب أن يتم توجيه التوصيلات المتداخلة المتصلة للتسليح في الخرسانة المرشوشة بحيث يكون مستوى الأسياخ الموصلة متعامداً على مستوى الخرسانة المرشوشة والمعتمد من قبل محترف التصميم المرخص على أساس لوحة من الخرسانة المرشوشة لإثبات أن التسليح مغلف بشكل صحيح.

**25.5.1.8** Lap splices of bundled bars shall be in accordance with 25.6.1.7.

**25.5.1.8** يجب أن تكون توصيلات التداخل المجمعة طبقاً لـ 25.6.1.7.

### 25.5.2 Lap splice lengths of deformed bars and deformed wires in tension

**25.5.2** أطوال توصيلات التداخل للأسياخ المحلزنة والأسلاك المحلزنة في الشد

**25.5.2.1** Tension lap splice length  $\ell_{st}$  for deformed bars and deformed wires in tension shall be in accordance with Table 25.5.2.1, where  $\ell_a$  shall be in accordance with 25.4.2.1(a).

**25.5.2.1** يجب أن يكون طول توصيلات التداخل للشد للأسياخ المحلزنة والأسلاك المحلزنة في حالة شد وفقاً للجدول 25.5.2.1 ، حيث تكون  $\ell_d$  وفقاً لـ 25.4.2.1 (a).

**R25.5.1.6 and R25.5.1.7** Information on shotcrete mockup panels is provided in **ACI 506R**, and information on evaluating shotcrete is provided in **ACI 506.4R**.

يتم توفير **R25.5.1.6** و **R25.5.1.7** معلومات عن ألواح الخرسانة المرشوشة في **ACI 506R** ، ومعلومات عن تقييم الخرسانة المرشوشة في **506.4R**.

### R25.5.2 Lap splice lengths of deformed bars and deformed wires in tension

**R25.5.2** أطوال توصيلات التداخل للأسياخ المحلزنة والأسلاك المحلزنة في الشد

**R25.5.2.1** Lap splices in tension are classified as Class A or B, with length of lap a multiple of the tensile development length  $\ell_a$  calculated in accordance with 25.4.2.2 or 25.4.2.3. The two-level lap splice requirements encourage splicing bars at points of minimum stress and staggering splices to improve behavior of critical details. For the purpose of calculating  $\ell_a$  for staggered splices, the clear spacing is taken as the minimum distance between adjacent splices, as illustrated in Fig. R25.5.2.1. The tension lap splice requirements encourage the location of splices away from regions of high tensile stress to locations where the area of steel provided is at least twice that required by analysis.

**Table 25.5.2.1—Lap splice lengths of deformed bars and deformed wires in tension**

الجدول 25.5.2.1 - أطوال التوصيل المتداخل للأسياخ المحلزنة والأسلاك المحلزنة في الشد

$A_{s,provided}/A_{s,required}$ <sup>[1]</sup> over length of splice	Maximum percent of $A_s$ spliced within required lap length	Splice type	$\ell_d$
$\geq 2.0$	50	Class A	Greater of: $1.0\ell_d$ and 300 mm
$< 2.0$	100	Class B	Greater of: $1.3\ell_d$ and 300 mm
	All cases	Class B	

[1] Ratio of area of reinforcement provided to area of reinforcement required by analysis at splice location.

[1] نسبة مساحة التسليح المتوفر إلى مساحة التسليح المطلوب بواسطة التحليل في موقع التوصيل.

**25.5.2.2** If bars of different size are lap spliced in tension,  $\ell_{st}$  shall be the greater of  $\ell_d$  of the larger bar and  $\ell_{st}$  of the smaller bar.

**25.5.2.2** إذا كانت الاسياخ ذات الأحجام المختلفة هي التوصيل المتداخل في الشد  $\ell_{st}$ ، يجب أن يكون أكبر من  $\ell_d$  من القضيب الأكبر  $\ell_{st}$  من السبخ الأصغر.

### 25.5.3 Lap splice lengths of welded deformed wire reinforcement in tension

**25.5.3** أطوال التوصيل المتداخل لتسليح الاسلاك المحلزنة الملحومة في الشد

**25.5.3.1** Tension lap splice length  $\ell_{st}$  of welded deformed wire reinforcement in tension with cross wires within the lap splice length shall be the greater of  $1.3\ell_d$  and 200 mm., where  $\ell_d$  is calculated in accordance with 25.4.6.1(a), provided (a) and (b) are satisfied:

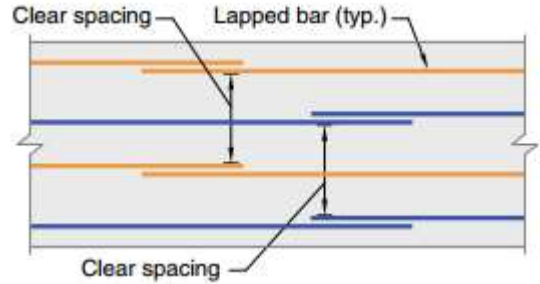
- (a) Overlap between outermost cross wires of each reinforcement sheet shall be at least 50 mm.
- (b) Wires in the direction of the development length shall all be deformed MD200 or smaller

**25.5.3.1** يجب أن يكون طول التوصيل المتداخل للشد  $\ell_{st}$  في تسليح السلك الملحوم المحلزن في الشد مع أسلاك متقاطعة ضمن طول التوصيل المتداخل يكون أكبر من  $1.3\ell_d$  و 200 mm ، حيث يتم حساب  $\ell_d$  وفقاً لـ 25.4.6.1 (a) بشرط (أ) و (ب) أن تكون مستوفيه:  
(أ) يجب أن يكون التداخل بين الأسلاك المتقاطعة الخارجية لكل صفائح تسليح 50 mm على الأقل.  
(ب) يجب أن تكون جميع الأسلاك في اتجاه طول التثبيت محلزنة من MD200 أو أصغر

**25.5.3.1.1** If 25.5.3.1(a) is not satisfied,  $\ell_{st}$  shall be calculated in accordance with 25.5.2

**25.5.3.1.1** إذا لم يتم استيفاء 25.5.3.1 (أ) ، يتم حساب  $\ell_{st}$  وفقاً لـ 25.5.2

**R25.5.2.1** تصنف توصيلات التداخل في الشد على أنها من الدرجة A أو B ، مع طول التداخل مضاعفة طول تثبيت الشد  $\ell_d$  محسوبة وفقاً لـ 25.4.2.2 أو 25.4.2.3. وتشجع متطلبات التوصيل المتداخل ذات المستويين على اسياخ التوصيل عند نقاط الحد الأدنى من الاجهاد والتوصيلات المتدرجة لتحسين سلوك التفاصيل الحرجة. لغرض حساب  $\ell_d$  للتوصيلات المتدالة، يتم أخذ التباعد الصافي على أنه أقل مسافة بين التوصيلات المتدرجة المجاورة ، كما هو موضح في الشكل R25.5.2.1. تشجع متطلبات التوصيلات المتدالة المتدرجة على موقع التوصيلات بعيداً عن مناطق أجهاد الشد العالي إلى الأماكن التي تكون فيها مساحة الحديد التي يتم توفيرها ضعف ما يتطلبه التحليل



**Fig. R25.5.2.1—Clear spacing of lap-spliced bars for determination of  $\ell_d$  for staggered splices.**

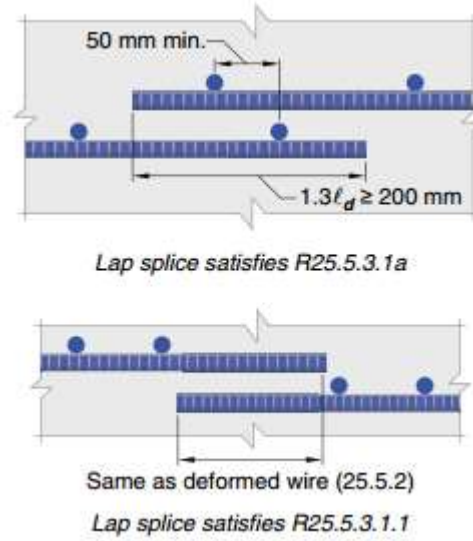
الشكل - R25.5.2.1 تباعد صافي لاسياخ التوصيلات المتدالة لتحديد  $\ell_d$  للتوصيلات المتدرجة.

### R25.5.3 Lap splice lengths of welded deformed wire reinforcement in tension

**R25.5.3** أطوال التوصيل المتداخل لتسليح الاسلاك المحلزنة الملحومة في الشد

**R25.5.3.1** Splice provisions for welded deformed wire reinforcement are based on available tests (Lloyd and Kesler 1969). Lap splices for welded deformed wire reinforcement meeting the requirements of this provision and 25.5.3.1.1 are illustrated in Fig. R25.5.3.1. If no cross wires are within the lap length, the provisions for deformed wire apply.

**R25.5.3.1** تستند أحكام التوصيل الخاصة بتسليح الأسلاك المحلزنة الملحومة إلى الاختبارات المتاحة (Lloyd and Kesler 1969). كما يوضح الشكل 25.5.3.1 التوصيلات المتدالة لتسليح الاسلاك المحلزنة الملحومة التي تلبى متطلبات هذا الحكم و 25.5.3.1.1. في حالة عدم وجود أسلاك متقاطعة في طول التداخل، تنطبق أحكام السلك المحلزن.



**Fig. R25.5.3.1—Lap splices of welded deformed wire reinforcement.**

الشكل - R25.5.3.1. توصيلات التداخل لتسليح الأسلاك المحلزنة الملحومة.

**25.5.3.1.2** If 25.5.3.1(b) is not satisfied,  $l_{st}$  shall be calculated in accordance with 25.5.4.

**25.5.3.1.2** إذا لم يتم استيفاء 25.5.3.1 (ب) ، فإنه يتم حساب  $l_{st}$  وفقاً لـ 25.5.4.

**25.5.3.1.3** If the welded deformed wire reinforcement is zinc-coated (galvanized),  $l_{st}$  shall be calculated in accordance with 25.5.4.

**25.5.3.1.3** إذا كانت تسليح السلك المحلزن الملحوم مغطى بطبقة من الزنك (مجلفنة) ، يجب أن تحسب  $l_{st}$  وفقاً لـ 25.5.4.

#### 25.5.4 Lap splice lengths of welded plain wire reinforcement in tension

25.5.4 أطوال التوصيل المتداخل لتسليح السك العادي الملحوم في الشد

**R25.5.3.1.2** Where any plain wires, or deformed wires larger than D31, are present in the welded deformed wire reinforcement in the direction of the lap splice or where welded deformed wire reinforcement is lap spliced to welded plain wire reinforcement, the reinforcement should be lap spliced in accordance with the plain wire reinforcement lap splice requirements. Deformed wire larger than D31 is treated as plain wire because tests show that D45 wire will achieve only approximately 60 percent of the bond strength in tension given by Eq. (25.4.2.3a) (Rutledge and DeVries 2002).

**R25.5.3.1.2** عندما يكون أي أسلاك عادية أو أسلاك محلزنة أكبر من D31 ، موجودة في تسليح الأسلاك المحلزنة الملحومة في اتجاه وصلة التداخل أو عندما يكون تسليح السلك المحلزن الملحوم هي متصلة بالتداخل بتسليح السلك العادي الملحوم ، يجب أن يكون تسليح التوصيل المتداخل وفقاً لمتطلبات التوصيل المتداخل لتسليح السلك العادي . يتم التعامل مع الأسلاك المحلزنة الأكبر من D31 كسلك عادي لأن الاختبارات تظهر أن سلك D45 سيحقق فقط حوالي 60 في المائة من مقاومة الترابط في الشد المعطى بواسطة المعادلة (25.4.2.3a) (Rutledge and DeVries 2002).

#### R25.5.4 Lap splice lengths of welded plain wire reinforcement in tension

R25.5.4 أطوال التوصيل المتداخل لتسليح السك العادي الملحوم في الشد

## CODE

### الكود

**25.5.4.1** Tension lap splice length  $\ell_{st}$  of welded plain wire reinforcement in tension between outermost cross wires of each reinforcement sheet shall be at least the greatest of (a) through (c):

**25.5.4.1** يجب أن يكون طول التوصيل المتداخل للشد في تسليح السلك العادي الملحوم في الشد بين الأسلاك المتقاطعة الخارجية الأبعد لكل صفيحة تسليح على الأقل من (أ) إلى (ج):

- (a)  $s + 50 \text{ mm}$ .
- (b)  $1.5\ell_d$
- (c) 150mm.

where  $s$  is the spacing of cross wires and  $\ell_d$  is calculated in accordance with 25.4.7.2(b).

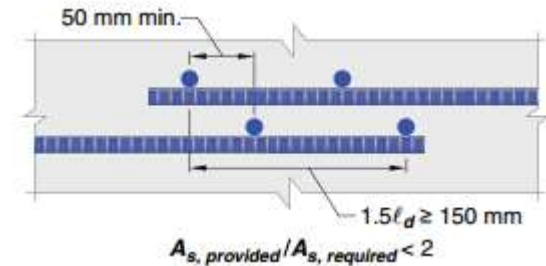
حيث  $s$  هي التباعد بين الأسلاك المتقاطعة ويتم حساب  $\ell_d$  وفقاً لـ 25.4.7.2 (b).

## COMMENTARY

### التعليق

**R25.5.4.1** The strength of lap splices of welded plain wire reinforcement is dependent primarily on the anchorage obtained from the cross wires rather than on the length of wire in the splice. For this reason, the lap is specified in terms of overlap of cross wires (in meter) rather than in wire diameters or length. The 50mm. additional lap required is to provide adequate overlap of the cross wires and to provide space for satisfactory consolidation of the concrete between cross wires. Research (Lloyd 1971) has shown an increased splice length is required when welded wire reinforcement of large, closely spaced wires is lapped and, as a consequence, additional splice length requirements are provided for this reinforcement in addition to an absolute minimum of 150 mm. Splice requirements are illustrated in Fig. R25.5.4.1. If  $A_{s,provided}/A_{s,required} \geq 2$  over the length of the splice,  $\ell_{st}$  can be determined from 25.5.4.2

**R25.5.4.1** تعتمد مقاومة التوصيلات المتداخلة في تسليح الأسلاك العادية الملحومة في المقام الأول على التثبيت التي تم الحصول عليها من الأسلاك المتقاطعة بدلاً من طول السلك في الوصلة. لهذا السبب ، يتم تحديد التداخل من حيث تداخل الأسلاك المتقاطعة (بالمتر) بدلاً من اقطار وطول السلك. التداخل الإضافية 50mm المطلوبة هي توفير التداخل الكافي للأسلاك المتقاطعة وتوفير مساحة لتصلب الخرسانة بين الأسلاك المتقاطعة. وقد أظهرت الأبحاث (Lloyd 1971) مطلوب زيادة طول التوصيل عندما يتم تسليح السلك الملحوم من الأسلاك الكبيرة والمتباعدة عن قرب ، ونتيجة لذلك ، يتم توفير متطلبات إضافية لطول التوصيل لهذا التسليح بالإضافة إلى الحد الأدنى المطلق لـ 150 mm. يتم توضيح متطلبات التوصيل في الشكل R.5.5.4.1. إذا كانت  $A_{s,provided}/A_{s,required} \geq 2$  ، يمكن تحديد  $\ell_{st}$  من 25.5.4.2



**Fig. R25.5.4.1—Lap splices of plain welded wire reinforcement where  $A_{s,provided}/A_{s,required} < 2$ .**

**الشكل 25.5.4.1 - توصيلات التداخل لتسليح السلك الملحوم العادي حيث يكون  $A_{s,provided}/A_{s,required} < 2$ .**

**25.5.4.2** If  $A_{s,provided}/A_{s,required} \geq 2.0$  over the length of the splice,  $\ell_{st}$  measured between outermost cross wires of each reinforcement sheet shall be permitted to be the greater of (a) and (b).

**25.5.4.2** في حالة ما إذا كان  $A_{s,provided}/A_{s,required} \geq 2.0$  على طول التوصيل ، فيُسمح للقياس بين الأسلاك المتقاطعة الخارجية لكل صفيحة تسليح بأن يكون أكبر من (a) و (b).

- (a)  $1.5\ell_d$
- (b) 50 mm.

where  $\ell_d$  is calculated by 25.4.7.2(b).

حيث يتم حساب  $\ell_d$  بواسطة 25.4.7.2 (b).

**R25.5.4.2** Where  $A_{s,provided}/A_{s,required} \geq 2$  , the lap splice for plain welded wire reinforcement is illustrated in Fig. R25.5.4.2

**R25.5.4.2** حيث يكون  $A_{s,provided}/A_{s,required} \geq 2$  ، كما هو مبين في الشكل R45.5.4.2 مطلوب التوصيل المتداخل لتسليح الأسلاك الملحومة العادية.



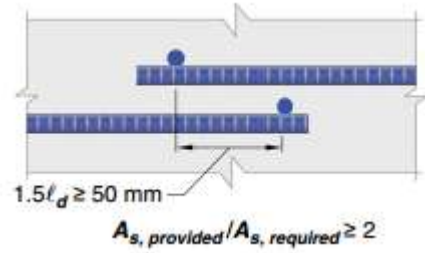


Fig. R25.5.4.2—Lap splices of plain welded wire reinforcement where  $A_{s, provided} / A_{s, required} \geq 2$ .

الشكل 25.5.4.2 - توصيلات التداخل لتسليح السلك الملحوم العادي حيث يكون  $A_{s, provided} / A_{s, required} \geq 2$ .

### 25.5.5 Lap splice lengths of deformed bars in compression

25.5.5 أطوال التوصيل المتداخل للأسياخ المحلزنة في الضغط

**R25.5.5 Lap splice lengths of deformed bars in compression**— Bond research has been primarily related to bars in tension. Bond behavior of compression bars is not complicated by the problem of transverse tension cracking and thus compression splices do not require provisions as strict as those specified for tension splices. Lap splice requirements particular to columns are provided in Chapter 10.

**R25.5.5** أطوال التوصيل المتداخل للأسياخ المحلزنة في الضغط - كانت أبحاث الترابط مرتبطة أساساً بالأسياخ في الشد. لا يتم تعقيد سلوك الترابط للأسياخ في الضغط بواسطة مشكلة تشقق الشد العرضي ، وبالتالي لا تتطلب لتوصيلات الضغط أحكام صارمة مثل تلك المحددة لتوصيلات الشد. يتم توفير متطلبات التوصيل المتداخل خاصة بالأعمدة في الفصل 10.

**25.5.5.1** Compression lap splice length  $\ell_{sc}$  of No. 36 or smaller deformed bars in compression shall be calculated in accordance with (a) or (b):

- (a) For  $f_y \leq 420$  MPa:  $\ell_{sc}$  is the greater of  $0.071f_y d_b$  and 300 mm.
- (b) For  $420$  MPa  $< f_y \leq 550$  MPa:  $\ell_{sc}$  is the greater of  $(0.013f_y - 24) d_b$  and 300 mm.
- (c) For  $f_y > 550$  MPa,  $\ell_{sc}$  is the longer of  $(0.013f_y - 24) d_b$  and  $\ell_{sc}$  calculated in accordance with 25.5.2.1.

**25.5.5.1** بحسب طول التوصيل المتداخل للضغط للأسياخ المحلزنة رقم 36 أو الأصغر حجماً في الضغط وفقاً لـ (أ) أو (ب):  
 (أ) بالنسبة لـ  $f_y \leq 420$  MPa:  $\ell_{sc}$  أكبر من  $0.071f_y d_b$  و 300 mm.  
 (ب) بالنسبة لـ  $f_y > 420$  MPa:  $\ell_{sc}$  أكبر من  $13(0.013f_y - 24) d_b$  و 300 mm.  
 (ج) بالنسبة لـ  $f_y > 550$  MPa ،  $\ell_{sc}$  أطول من  $13(0.013f_y - 24) d_b$  و  $\ell_{sc}$  محسوبة وفقاً لـ 25.5.2.1.

For  $f_c' < 21$  MPa, the length of lap shall be increased by one-third.

بالنسبة إلى  $f_c' < 21$  MPa ، يجب زيادة طول التداخل بمقدار الثلث.

**25.5.5.2** Compression lap splices shall not be used for bars larger than No. 36, except as permitted in 25.5.5.3.

**25.5.5.2** لا يسمح استخدام توصيلات التداخل في الضغط للأسياخ الأكبر من رقم 36 ، باستثناء ما هو مسموح به في 25.5.5.3.

**R25.5.5.1** Tests (ACI Committee 408 1966; Pfister and Mattock 1963) have shown that splice strengths in compression depend considerably on end bearing and do not increase proportionally in strength when the splice length is doubled. Accordingly, for specified yield strengths above 420 MPa, compression lap lengths are significantly increased.

**R25.5.5.1** أظهرت الاختبارات (لجنة 408 1966 ACI ؛ Pfister و Mattock 1963) أن مقاومة الوصلة في الضغط تعتمد بشكل كبير على التحميل النهائي ولا تزيد كما ينبغي في المقاومة عند تضاعف طول الوصلة. وبناءً على ذلك ، بالنسبة لمقاومة الخضوع المحددة فوق 420 ميغاباسكال ، تزداد بشكل كبير أطوال التداخل للضغط.



## CODE

### الكود

**25.5.5.3** Compression lap splices of No. 43 or No. 57 bars to No. 36 or smaller bars shall be permitted and shall be in accordance with 25.5.5.4.

**25.5.5.3** يجب أن يسمح بتوصيلات التداخل للضغط من الاسياخ رقم 43 أو رقم 57 إلى الرقم 36 أو الاسياخ الأصغر ويكون وفقاً لـ 25.5.5.4.

**25.5.5.4** Where bars of different size are lap spliced in compression,  $l_{sc}$  shall be the greater of  $l_{dc}$  of larger bar calculated in accordance with 25.4.9.1 and  $l_{sc}$  of smaller bar calculated in accordance with 25.5.5.1 as appropriate.

**25.5.5.4** عندما تكون الاسياخ ذات الأحجام المختلفة تكون موصلة بالتداخل في الضغط ، يجب أن تكون  $l_{sc}$  أكبر من  $l_{dc}$  من سيخ أكبر تم حساب  $l_{sc}$  وفقاً لـ 25.4.9.1 و  $l_{sc}$  للسبخ الصغير المحسوب وفقاً لـ 25.5.5.1 حسب الحاجة للتطبيق.

### 25.5.6 End-bearing splices of deformed bars in compression

**25.5.6** توصيلات التحميل الطرفي للاسياخ المحلزنة في الضغط

**25.5.6.1** For bars required for compression only, transmission of compressive stress by end bearing of square-cut ends held in concentric contact by a suitable device shall be permitted.

**25.5.6.1** بالنسبة للاسياخ المطلوبة للضغط فقط ، يجب السماح بنقل أجهاد الضغط من خلال نهاية التحميل لنهايات مربعة الشكل ممسوكة بملامسة متحدة المركز بواسطة جهاز مناسب.

**25.5.6.2** End-bearing splices shall be permitted only in members containing closed stirrups, ties, spirals, or hoops.

**25.5.6.2** لا يسمح بتوصيلات التحميل الطرفي إلا في العناصر التي تحتوي على كانات مغلقة أو روابط أو حلزونات أو أطواق.

**25.5.6.3** Bar ends shall terminate in flat surfaces within 1.5 degrees of a right angle to the axis of the bars and shall be fitted within 3 degrees of full bearing after assembly.

**25.5.6.3** تنتهي أطراف الاسياخ بالأسطح المسطحة بزاوية قدرها 1.5 درجة من الزاوية اليمنى إلى محور الاسياخ ، ويتم تركيبها في 3 درجات من التحميل الكامل بعد التجميع.

### 25.5.7 Mechanical and welded splices of deformed bars in tension or compression

**25.5.7** التوصيلات الميكانيكية والملحومة للاسياخ المحلزنة في الشد أو الضغط

## COMMENTARY

### التعليق

**R25.5.5.3** Lap splices are generally prohibited for No. 43 or No. 57 bars. For compression only, however, lap splices are permitted between No. 43 or No. 57 bars and No. 36 or smaller bars.

**R25.5.5.3** يُمنع عادةً استخدام توصيلات التداخل للرقم 43 أو رقم 57. بالنسبة للضغط فقط ، مع ذلك ، يُسمح بتوصيل التداخل بين الاسياخ 43 أو رقم 57 ورقم 36 أو الاسياخ الأصغر.

### R25.5.6 End-bearing splices of deformed bars in compression

**R25.5.6** توصيلات التحميل الطرفي للاسياخ المحلزنة في الضغط

**R25.5.6.1** Experience with end-bearing splices has been almost exclusively with vertical bars in columns. If bars are significantly inclined from the vertical, attention is required to ensure that adequate end-bearing contact can be achieved and maintained.

**R25.5.6.1** كانت الخبرة مع توصيلات التحميل الطرفي مخصص تقريباً للاسياخ الراسية في الأعمدة. إذا كانت الاسياخ مائلة بشكل كبير من الوضع الرأسي ، فيجب الانتباه إلى أنه يمكن تحقيق الاتصال الكافي بالتحميل النهائي والمحافظة عليه.

**R25.5.6.2** This limitation ensures a minimum shear resistance in sections containing end-bearing splices.

**R25.5.6.2** يضمن هذا الحد أدنى مقاومة للقص في مقاطع تحتوي على توصيلات التحميل الطرفي.

**R25.5.6.3** These tolerances represent practice based on tests of full-size members containing No. 57 bars.

**R25.5.6.3** تمثل هذه التفاوتات تطبيق موجود على اختبارات للعناصر بالحجم الكامل تحتوي على اسياخ رقم 57.

**R25.5.7 Mechanical and welded splices of deformed bars in tension or compression**—The 2014 Code eliminated mechanical and welded splices with strengths less than  $1.25f_y$ . With the elimination of these mechanical and welded splices, the term “full” was deleted in reference to mechanical and welded splices that develop at least  $1.25f_y$ .

**R25.5.7** التوصيلات الميكانيكية والملحومة للاسياخ المحلزنة في الشد أو الضغط - ألغى كود 2014 التوصيلات الميكانيكية والملحومة مع مقاومة تقل عن  $1.25f_y$  بعد إزالة هذه التوصيلات الميكانيكية والملحومة ، تم حذف المصطلح "كامل" في إشارة إلى التوصيلات الميكانيكية والملحومة التي تطورت على الأقل  $1.25f_y$ .

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**25.5.7.1** A mechanical or welded splice shall develop in tension or compression, as required, at least  $1.25f_y$  of the bar

**25.5.7.1** يجب أن يثبت توصيل ميكانيكي أو ملحوم في الشد أو الضغط ، على النحو المطلوب ، على الأقل  $1.25f_y$  من السيخ

**25.5.7.2** Welding of reinforcing bars shall conform to **26.6.4**.

**25.5.7.2** يجب أن يكون اللحام لاسياخ التسليح مطابقة لـ **26.6.4**.

**25.5.7.3** Mechanical or welded splices need not be staggered except as required by 25.5.7.4.

**25.5.7.3** لا يلزم أن تكون التوصيلات الميكانيكية أو الملحومة متدرجة باستثناء ما يتطلبه الأمر **25.5.7.4**.

**25.5.7.4** Splices in tension tie members shall be made with a mechanical or welded splice in accordance with 25.5.7.1. Splices in adjacent bars shall be staggered at least 750 mm

**25.5.7.4** يجب أن يتم التوصيلات في الشد للعناصر المترابطة مع توصيل ميكانيكي أو ملحوم طبقاً لـ **25.5.7.1**. تكون التوصيلات في الاسياخ المجاورة متدرجة على الأقل **750 mm**

**R25.5.7.1** To ensure sufficient strength in splices so that yielding can be achieved in a member and thus brittle failure avoided, the 25 percent increase above the specified yield strength was selected as both an adequate minimum for safety and a practicable maximum for economy.

A welded splice is primarily intended for large bars (No. 19 and larger) in main members. The tensile strength requirement of 125 percent of specified yield strength is intended to provide sound welding that is also adequate for compression.

While direct butt welds are not required, **AWS D1.4** states that wherever practical, direct butt welds are preferable for No. 22 bars and larger.

**R25.5.7.1**. لضمان مقاومة كافية في التوصيلات بحيث يمكن تحقيق الخضوع في العنصر وبالتالي تجنب الانهيار الهش ، تم اختيار الزيادة بنسبة 25 بالمائة فوق مقاومة الخضوع كحد أدنى مناسب للسلامة وأقصى حد ممكن عملياً للاقتصاد. إن التوصيل الملحوم مخصص في المقام الأول للاسياخ الكبيرة (رقم 19 وأكبر) في العناصر الرئيسية. يقصد بمتطلبات مقاومة الشد التي تبلغ 125٪ من مقاومة الخضوع المحددة توفير لحام مناسب أيضاً للضغط. في حين أن لحامات التوصيل المباشرة غير مطلوبة ، فإن **AWS D1.4** تنص على أنه ، حيثما كان عملياً ، يفضل لحام التوصيل المباشرة على الاسياخ رقم 22 وأكبر.

**R25.5.7.3** Although mechanical and welded splices need not be staggered, staggering is encouraged and may be necessary for constructibility to provide enough space around the splice for installation or to meet the clear spacing requirements.

**R25.5.7.3** على الرغم من أن التوصيلات الميكانيكية والملحومة لا ينبغي أن تكون متدرجة ، إلا أنه يتم تشجيع التدرج وقد يكون من الضروري أن يوفر البناء مساحة كافية حول الوصلة للتثبيت أو لتلبية متطلبات التباعد الصافي.

**R25.5.7.4** A tension tie member has the following characteristics: member having an axial tensile force sufficient to create tension over the cross section; a level of stress in the reinforcement such that every bar should be fully effective; and limited concrete cover on all sides. Examples of members that may be classified as tension ties are arch ties, hangers carrying load to an overhead supporting structure, and main tension elements in a truss. In determining if a member should be classified as a tension tie, consideration should be given to the importance, function, proportions, and stress conditions of the member related to the above characteristics. For example, a usual large circular tank, with many bars and with splices well staggered and widely spaced, should not be classified as a tension tie member, and Class B splices may be used.

**R25.5.7.4** يكون لعنصر الربط في الشد الخصائص التالية: العنصر الذي لديه قوة شد محورية كافية لتوليد شد فوق المقطع العرضي ؛ مستوى من الإجهاد في التسليح بحيث يكون كل سيخ فعال بشكل كامل ؛ والغطاء الخرساني المحدود من جميع الجهات. أمثلة على العناصر التي يمكن تصنيفها على أنها روابط شد هي روابط قوسية، الهناجر تحمل الاحمال إلى الهيكل الداعم العلوي، وعناصر الشد الرئيسية في الجملون. عند تحديد ما إذا كان يجب تصنيف العنصر على أنه رابط شد، يجب مراعاة الأهمية والوظيفة والنسب وحالات الإجهاد للعنصر فيما يتعلق بالخصائص المذكورة أعلاه. على سبيل المثال، لا ينبغي تصنيف خزان دائري كبير معتاد، يحتوي على العديد من الاسياخ والتوصيلات بشكل متدرج ومتباعد على مسافات واسعة، كعنصر رابط في الشد، ويمكن استخدام توصيلات الفئة **B**.

## CODE

### الكود

#### 25.6—Bundled reinforcement

##### 25.6.1 Nonprestressed reinforcement

**25.6.1.1** Groups of parallel reinforcing bars bundled in contact to act as a unit shall be limited to four in any one bundle.

#### 25.6 - حزمة التسليح

##### 25.6.1 تسليح غير مسبق الاجهاد

**25.6.1.1** يجب أن تقتصر مجموعات من اسياخ التسليح الموازية للحزمة عند الاتصال للعمل كوحدة على أربعة في أي حزمة واحدة

**25.6.1.2** Bundled bars shall be enclosed within transverse reinforcement. Bundled bars in compression members shall be enclosed by transverse reinforcement at least No. 13 in size.

**25.6.1.2.1** يجب وضع اسياخ الحزمة داخل التسليح العرضي. يجب وضع اسياخ الحزمة في عناصر الضغط عن طريق التسليح العرضي على الأقل رقم 13 في الحجم

**25.6.1.3** Bars larger than a No. 36 shall not be bundled in beams.

**25.6.1.3** يجب ألا تكون الاسياخ الأكبر من رقم 36 حزمة في الكمرات.

**25.6.1.4** Individual bars within a bundle terminated within the span of flexural members shall terminate at different points with at least 40 db stagger.

**25.6.1.4** تنتهي الاسياخ الفردية داخل حزمة منتهية في بحر عناصر الانحناء في نقاط مختلفة مع تدرج ما لا يقل عن 40 db.

**25.6.1.5** Development length for individual bars within a bundle, in tension or compression, shall be that of the individual bar, increased 20 percent for a three-bar bundle, and 33 percent for a four-bar bundle.

**25.6.1.5** يكون طول التثبيت للاسياخ الفردية ضمن حزمة ، في الشد أو الضغط ، من السيق الفردي ، ويزيد بنسبة 20٪ لحزمة بثلاث اسياخ ، و 33٪ لحزمة ذات أربعة اسياخ.

## COMMENTARY

### التعليق

#### R25.6—Bundled reinforcement

##### R25.6.1 Nonprestressed reinforcement

**R25.6.1.1** The Code phrase “bundled in contact to act as a unit” is intended to preclude bundling more than two bars in the same plane. Typical bundle shapes in cross section are triangular, L-shaped, or square-shaped patterns for three- or four-bar bundles. As a practical caution, bundles more than one bar deep in the plane of bending should not be hooked or bent as a unit. Where end hooks are required, it is preferable to stagger the individual bar hooks within a bundle.

#### R25.6 - حزمة التسليح

##### R25.6.1 تسليح غير مسبق الاجهاد

**R25.6.1.1** يقصد بعبارة الكود "الحزمة عند الاتصال للعمل كوحدة" منع تجميع أكثر من سيقين في نفس المستوى. الأشكال النموذجية للحزم في المقطع العرضي هي أشكال مثلثة أو على شكل حرف L أو مربعة الشكل لحزم ثلاثة أو أربعة اسياخ. كتحذير عملي ، يجب ألا يتم عكف أو ثني الحزم التي يزيد عمقها عن أكثر من سيق واحد في مستوى الانحناء كوحدة واحدة. عندما تكون هناك حاجة لخطافات نهاية ، فمن الأفضل أن تتدرج خطافات السيق الفردية داخل الحزمة.

**R25.6.1.3** A limitation that bars larger than No. 36 not be bundled in beams is a practical limit for application to building size members. (AASHTO LRFDUS permits two-bar bundles for No. 43 and No. 57 bars in bridge girders.) Conformance to the crack control requirements of 24.3 will effectively preclude bundling of bars larger than No. 36 as tension reinforcement.

**R25.6.1.3** يشكل تقييد الاسياخ الأكبر من رقم 36 غير حزمة في الكمرات حدوداً عملية للتطبيق على عناصر حجم المبنى. (AASHTO LRFDUS) تسمح بتعبئة الحزمتين لسيخين رقم 43 و 57 . في كمرات الجسر). التوافق مع متطلبات التحكم في التشقق 24.3 سوف يمنع بشكل فعال تجميع الاسياخ الأكبر من رقم 36 كتسليح للشد

**R25.6.1.4** Bond research (ACI Committee 408 1966) has shown that bar cutoffs within bundles should be staggered.

**R25.6.1.4** وقد أظهرت أبحاث الترابط (لجنة ACI 408 1966) أنه ينبغي أن يتم تدرج سيق القطع داخل الحزم.

**R25.6.1.5** An increased development length for individual bars is required when three or four bars are bundled together. The extra extension is needed because the grouping makes it more difficult to mobilize bond resistance from the core between the bars. The development of bundled bars by a standard hook of the bundle is not covered by the provisions of 25.4.3

**R25.6.1.5** مطلوب زيادة طول التثبيت للاسياخ الفردية عند تجميع ثلاثة أو أربعة اسياخ معاً. هناك حاجة للتمديد الإضافي لأن التجميع يجعل من الصعب تعبئة مقاومة الترابط من النواة بين الاسياخ. لا تغطي أحكام 25.4.3 تثبيت اسياخ الحزمة بواسطة خطاف قياسي من الحزمة

**25.6.1.6** A unit of bundled bars shall be treated as a single bar with an area equivalent to that of the bundle and a centroid coinciding with that of the bundle. The diameter of the equivalent bar shall be used for  $d_b$  in (a) through (e):

- (a) Spacing limitations based on  $d_b$
- (b) Cover requirements based on  $d_b$
- (c) Spacing and cover values in 25.4.2.4
- (d) Confinement term in 25.4.2.5

**25.6.1.6** تعامل وحدة من اسياخ الحزمة على شكل سيخ واحد مع مساحة مساوية لتلك الحزمة من مركز التطابق مع تلك الحزمة. يجب استخدام قطر السيخ المكافئ  $d_b$  من (أ) إلى (هـ):

- (أ) حدود التباعد على أساس  $d_b$
- (ب) متطلبات التغطية على أساس  $d_b$
- (ج) قيم التباعد والغطاء في 25.4.2.4
- (د) مصطلح الحصر في 25.4.2.5

**25.6.1.7** Lap splices of bars in a bundle shall be based on the lap splice length required for individual bars within the bundle, increased in accordance with 25.6.1.5. Individual bar splices within a bundle shall not overlap. Entire bundles shall not be lap spliced.

**25.6.1.7** يجب أن تستند توصيلات التداخل في حزمة على طول التوصيل المتداخل المطلوبة للاسياخ الفردية ضمن حزمة، زيادة وفقاً لـ 25.6.1.5. لا يجب أن تتداخل توصيلات التداخل للاسياخ الفردية داخل حزمة. لا يسمح أن تكون الحزم الكاملة موصلة بالتداخل.

## 25.6.2 Post-tensioning ducts

**25.6.2.1** Bundling of post-tensioning ducts shall be permitted if shown that concrete can be satisfactorily placed and if provision is made to prevent the prestressing steel, when tensioned, from breaking through the duct.

**25.6.2** قنوات لاحقة الشد  
**25.6.2.1** يجب أن يسمح بحزمة قنوات لاحقة الشد إذا تبين أن الخرسانة يمكن وضعها بشكل مرضي وإذا تم توفيرها لمنع التسليح مسبقة الإجهاد، عندما يتم شدها، من اختراق القناة.

**R25.6.1.6** Although splice and development lengths of bundled bars are a multiple of the diameter of the individual bars being spliced increased by 20 or 33 percent, as appropriate, it is necessary to use an equivalent diameter of the entire bundle derived from the equivalent total area of bars for determining the spacing and cover values in 25.4.2.2, the confinement term,  $[(c_b + K_{tr})/d_b]$ , in 25.4.2.3, and the  $\psi_e$  factor in 25.4.2.4. For bundled bars, bar diameter  $d_b$  outside the brackets in the expressions of 25.4.2.2 and of Eq. (25.4.2.3a) is that of a single bar.

**R25.6.1.6** على الرغم من أن أطوال التوصيلات وتثبيت لحزمة الاسياخ هي مضاعفات لقطر الاسياخ الفردية التي يتم توصيلها بنسبة 20 أو 33 في المائة ، حسب الحاجة للتطبيق ، من الضروري استخدام قطر مكافئ للحزمة بأكملها المشتقة من ما يعادل مجموع مساحة الاسياخ لتحديد قيم التباعد والغطاء في 25.4.2.2 ، ومصطلح الحصر ،  $[(c_b + K_{tr})/d_b]$  ، في 25.4.2.3 ، والمعامل  $\psi_e$  في 25.4.2.4. لاسياخ الحزمة ، قطر السيخ  $d_b$  خارج الاكثاف في التعبيرات من 25.4.2.2 والمعادلة (25.4.2.3a) هو سيخ واحد.

**R25.6.1.7** The increased length of lap required for bars in bundles is based on the reduction in the exposed perimeter of the bars. Only individual bars are lap spliced along the bundle.

**R25.6.1.7** يستند الطول الإضافي للتداخل المطلوب للاسياخ في الحزمة على تقليل محيط الاسياخ المكشوفة. الاسياخ الفردية فقط تكون موصلة بالتداخل على طول الحزمة.

## R25.6.2 Post-tensioning ducts

**R25.6.2.1** Where ducts for prestressing steel in a beam are arranged closely together vertically, provisions should be made to prevent the prestressing steel from breaking through the duct when tensioned. Horizontal arrangement of ducts should allow proper placement of concrete. A clear spacing of one and one-third times the nominal maximum size of the coarse aggregate, but not less than 25mm., has proven satisfactory. Where concentration of tendons or ducts tends to create a weakened plane in the concrete cover, reinforcement should be provided to control cracking.

**R25.6.2** قنوات لاحقة الشد  
**R25.6.2.1** عندما يتم ترتيب قنوات من الحديد مسبقة الإجهاد في كمره بشكل متحد رأسياً ، يجب عمل بعض الاحكام لمنع اختراق الحديد مسبقة الإجهاد من خلال القناة عندما يتم شدها. يجب أن يسمح الترتيب الأفقي للقنوات بوضع الخرسانة على الوجه الصحيح. وقد ثبت أن التباعد الصافي ثلث أضعاف الحجم الأقصى الاسمي للركام الخشن، ولكن ليس أقل من 25 mm ، مستوفيه. حيث تركيز الكابلات أو القنوات يميل إلى خلق مستوى ضعيف في الغطاء الخرساني ، ينبغي توفير تسليح التحكم في التشقق.

## CODE

### الكود

#### 25.7—Transverse reinforcement

##### 25.7.1 Stirrups

**25.7.1.1** Stirrups shall extend as close to the compression and tension surfaces of the member as cover requirements and proximity of other reinforcement permits and shall be anchored at both ends. Where used as shear reinforcement, stirrups shall extend a distance  $d$  from extreme compression fiber.

#### 25.7 - التسليح العرضي

##### 25.7.1 كانات

**25.7.1.1** 25.7.1.1 يمتد كانات على قرب من أسطح الضغط والشد للعنصر كمتطلبات للغطاء وتقريب تسليح أخرى ويثبت عند كلا الطرفين. يجب استخدام كانات ، عند استخدامه كتدعيم القص ، لمسافة  $d$  من ألياف الضغط القصوى.

**25.7.1.2** Between anchored ends, each bend in the continuous portion of a single or multiple U-stirrup and each bend in a closed stirrup shall enclose a longitudinal bar or strand.

**25.7.1.2** بين النهايات المثبتة ، يجب أن يحتوي كل انحناء في الجزء المستمر من كانات مفرد أو متعدد على شكل U وكل انحناء في كانات مغلقة على سيخ طولي أو خيوط.

**25.7.1.3** Anchorage of deformed bar and wire shall be in accordance with (a), (b), or (c):

(a) For No. 16 bar and MD200 wire, and smaller, and for No. 19 through No. 25 bars with  $f_{tr} \leq 280 \text{ MPa}$ , a standard hook around longitudinal reinforcement

(b) For No. 19 through No. 25 bars with  $f_{tr} > 280 \text{ MPa}$ , a standard hook around a longitudinal bar plus an embedment between midheight of the member and the outside end of the hook equal to or greater than  $0.17 db f_{tr} / (\lambda f^{0.5})$ , with  $\lambda$  as given in Table 25.4.3.2

(c) In joist construction, for No. 13 bar and MD130 wire and smaller, a standard hook

**25.7.1.3** يجب أن يكون تثبيت السيخ والأسلاك المحلزنة طبقاً لـ (أ) أو (ب) أو (ج):

(أ) لسيخ رقم 16 وسلك MD200 ، وأصغر ، وللاسياخ رقم 19 من خلال رقم 25 مع  $f_{tr} \leq 280 \text{ MPa}$  ، خطاف قياسي حول التسليح الطولي.

(ب) بالنسبة للاسياخ رقم 19 من خلال اسياخ رقم 25 مع  $f_{tr} > 280 \text{ MPa}$  ، يكون الخطاف القياسي للاسياخ حول السيخ الطولي زائداً بين نقطة منتصف العنصر والنهاية الخارجية للخطاف يساوي أو أكبر من  $0.17 db f_{tr} / (\lambda f^{0.5})$  ، مع  $\lambda$  كما هو موضح في الجدول 25.4.3.2

(ج) في بناء المفاصل، سيخ رقم 13 وأسلاك MD130 وأصغر ، خطاف قياسي

## COMMENTARY

### التعليق

#### R25.7—Transverse reinforcement

##### R25.7.1 Stirrups

**R25.7.1.1** Stirrup legs should be extended as close as practicable to the compression face of the member because, near ultimate load, the flexural tension cracks penetrate deeply toward the compression zone.

It is essential that shear and torsional reinforcement be adequately anchored at both ends to be fully effective on either side of any potential inclined crack. This generally requires a hook or bend at the end of the reinforcement as provided by this section.

#### R25.7 - التسليح العرضي

##### R25.7.1 كانات

**R25.7.1.1** ينبغي تمديد أرجل الكانات بأقرب ما يمكن عملياً إلى وجه الضغط للعنصر لأنه ، بالقرب من الحمل النهائي ، تتوغل شقوق انحناء الشد بعمق نحو منطقة الضغط. من الضروري أن يكون تسليح القص والالتواء مثبتاً بشكل كاف في كلا الطرفين ليكون فعالاً تماماً على جانبي أي تشققات مائلة محتملة. هذا يتطلب عادة عكف أو ثني في نهاية التسليح كما هو منصوص عليه في هذا القسم.

**R25.7.1.3** Straight deformed bar and wire anchorage is not permitted because it is difficult to hold such a stirrup in position during concrete placement. Moreover, the lack of a standard stirrup hook may make the stirrup ineffective as it crosses shear cracks near the end of the stirrup. For a No. 16 or MD200 or smaller stirrup, anchorage is provided by a standard hook, as defined in 25.3.2, hooked around a longitudinal bar. For a No. 19, No. 22, or No. 25 stirrup with  $f_{tr}$  of only 280 MPa, a standard stirrup hook around a longitudinal bar provides sufficient anchorage. For a No. 19, No. 22, or No. 25 stirrup with higher strength, the embedment should be checked. A 135-degree or 180-degree hook is preferred, but a 90-degree hook may be used provided the free end of the 90-degree hook is extended the full 12 bar diameters as required in 25.3.2. Because it is not possible to bend a No. 19, No. 22, or No. 25 stirrup tightly around a longitudinal bar and due to the force in a bar with a design stress greater than 280 MPa, stirrup anchorage depends on both the type of hook and whatever development length is provided. A longitudinal bar within a stirrup hook limits the width of any flexural cracks, even in a tension zone. Because such a stirrup hook cannot fail by splitting parallel to the plane of the hooked bar, the hook strength as used in 25.4.3.1(a) has been adjusted to reflect cover and confinement around the stirrup hook. In joists, a small bar or wire can be anchored by a standard hook not engaging longitudinal reinforcement, allowing a continuously bent bar to form a series of single-leg stirrups along the length of the joist.



**R25.7.1.3** لا يسمح بتثبيت سيخ مستقيم محلزن وسلك لأنه من الصعب الحفاظ على القبض ككافة في موضعه أثناء وضع الخرسانة. علاوة على ذلك ، فإن عدم وجود خطاف قياسي للكانات قد يجعل الكانات غير فعالة لأنه يعبر شقوق القص بالقرب من نهاية الكانات بالنسبة للرقم 16 أو MD200 أو الكانات الأصغر ، يتم توفير التثبيت بواسطة خطاف قياسي ، كما هو محدد في 25.3.2 ، معكوفاً حول سيخ طولي .للحصول على رقم 19 ، رقم 22 ، أو رقم 25 من الكانات مع fyt من 280 ميغا باسكال فقط ، فإن خطاف الكانات القياسي حول سيخ طولي يوفر تثبيت كافياً. بالنسبة للرقم 19 ، رقم 22 ، أو رقم 25 الكانات ذو المقاومة الأعلى ، يجب التحقق من الغرز. ويفضل خطاف 135 درجة أو 180 درجة ، ولكن يمكن استخدام خطاف 90 درجة بشرط أن يتم تمديد النهاية الحرة لثني 90 درجة الأقطار الكاملة سيخ رقم 12 كما هو مطلوب في 25.3.2. لأنه من غير الممكن لسيخ رقم 19 ، رقم 22 ، أو رقم 25 الكانات بإحكام حول سيخ طولي ، ويرجع ذلك إلى قوة في السيخ مع أجهاد تصميمي أكثر من 280 ميغا باسكال ، يعتمد تثبيت الكانات على كل من نوع الخطاف وأي طول تثبيت متوفر. يحد السيخ الطولي الموجود داخل خطاف الكانات من عرض أي شقوق الانحناء ، حتى في منطقة الشد. ولأنه لا يمكن أن ينهار خطاف الكانات هذا عن طريق الانقسام بالتوازي مع مستوى سيخ الخطاف ، فقد تم تعديل مقاومة الخطاف المستخدمة في 25.4.3.1 (a) لتعكس الغطاء والحصر حول خطاف الكانات. في الأعصاب ، يمكن تثبيت سيخ صغير أو سلك صغير بواسطة خطاف قياسي لا يلتصق في التسليح الطولي ، مما يسمح بانحناء السيخ باستمرار لتشكيل سلسلة من الكانات ذات الساق الواحد على طول العصب.

**25.7.1.4** Anchorage of each leg of welded plain wire reinforcement forming a single U-stirrup shall be in accordance

with (a) or (b):

(a) Two longitudinal wires spaced at a 50mm. spacing along the member at the top of the U

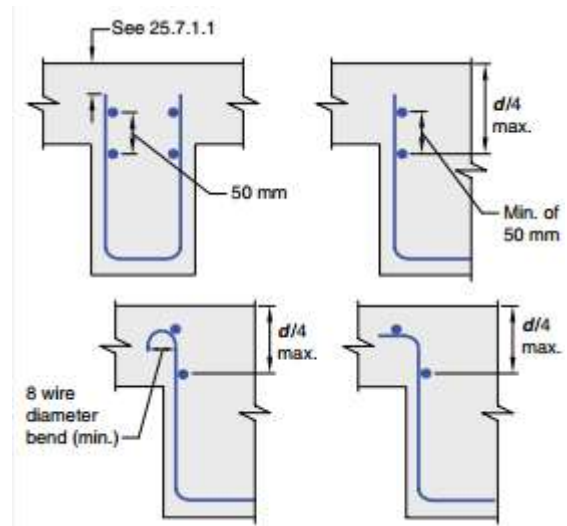
(b) One longitudinal wire located not more than  $d/4$  from the compression face and a second wire closer to the compression face and spaced not less than 50mm. from the first wire. The second wire shall be permitted to be located on the stirrup leg beyond a bend, or on a bend with an inside diameter of bend of at least  $8d_b$ .

**25.7.1.4** يجب أن يكون تثبيت كل ساق تسليح السلك العادي الملحوم التي تكون كانة على شكل U مع (أ) أو (ب):

(أ) سلكان طوليان متباعداً بمسافة 50 mm على طول العنصر في قمة U  
(ب) سلك طولي واحد لا يزيد عن  $d/4$  من وجه الضغط وسلك ثاني أقرب إلى وجه الضغط وتباعداً لا يقل عن 50 mm من السلك الأول. يجب أن يكون السلك الثاني في مكانه على ساق الكانة بعد الانحناء ، أو على منحنى بقطر داخلي منحنى لا يقل عن  $8d_b$ .

**R25.7.1.4** The requirements for anchorage of welded plain wire reinforcement stirrups are illustrated in Fig. R25.7.1.4.

**R25.7.1.4** ترد متطلبات التثبيت لكانات تسليح السلك العادي المحلزن في الشكل R25.7.1.4.



**Fig. R25.7.1.4—Anchorage in compression zone of welded wire reinforcement U-stirrups.**

الشكل - R25.7.1.4. التثبيت في منطقة الضغط لكانات U لتسليح السلك الملحوم.



## CODE

### الكود

**25.7.1.5** Anchorage of each end of a single leg stirrup of welded wire reinforcement shall be with two longitudinal wires at a minimum spacing of 50mm. in accordance with (a) and (b):

(a) Inner longitudinal wire at least the greater of  $d/4$  or 50mm. from  $d/2$

(b) Outer longitudinal wire at tension face shall not be farther from the face than the portion of primary flexural reinforcement closest to the face

**25.7.1.5** يجب أن يكون تثبيت كل طرف من ساق الكائنة من تسليح الأسلاك الملحومة مع سلكين طوليين بتباعد لا تقل عن 50mm وفقاً لـ (أ) و (ب):  
(أ) السلك الطولي الداخلي على الأقل أكبر من  $d/4$  أو 50mm من  $d/2$   
(ب) لا يجب أن يكون السلك الطولي الخارجي عند وجه الشد أبعد من الوجه عن جزء تسليح الانحناء الرئيسي الأقرب إلى الوجه.

## COMMENTARY

### التعليق

**R25.7.1.5** Welded wire reinforcement for shear reinforcement is commonly used in the precast, prestressed concrete industry. The rationale for acceptance of straight sheets of welded wire reinforcement as shear reinforcement is presented in a report by the **Joint PCI/WRI Ad Hoc Committee on Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement (1980)**.

**R25.7.1.5** يستخدم تسليح الأسلاك الملحومة من أجل تسليح القص بشكل شائع في صناعة الخرسانة مسبقة الصب ومسبقة الإجهاد. ويرد الأساس المنطقي لقبول الصفائح المستقيمة من تسليح الأسلاك الملحومة كتسليح للقص في تقرير لجنة مشتركة PCI / WRI على السلك الملحومة لتسليح القص (1980).

The provisions for anchorage of single-leg welded wire reinforcement in the tension face emphasize the location of the longitudinal wire at the same depth as the primary flexural reinforcement to avoid a splitting problem at the level of the tension reinforcement. Figure R25.7.1.5 illustrates the anchorage requirements for single-leg welded wire reinforcement. For anchorage of single-leg welded wire reinforcement, the Code permits hooks and embedment

وتؤكد الأحكام الخاصة بتثبيت الأسلاك الملحومة أحادية الساق في وجه الشد على موقع السلك الطولي على نفس العمق مثل تسليح الانحناء الرئيسي لتجنب مشكلة الانقسام على مستوى تسليح الشد. يوضح الشكل R25.7.1.5 متطلبات التثبيت لتسليح السلك الملحوم أحادي الساق. من أجل تثبيت الأسلاك الملحومة أحادية الساق، يسمح الكود بالخطافات والغرز

length in the compression and tension faces of members (refer to 25.7.1.3(a) and 25.7.1.4), and embedment only in the compression face (refer to 25.7.1.3(b)). This section provides for anchorage of straight, single-leg, welded wire reinforcement using longitudinal wire anchorage with adequate embedment length in compression and tension faces of members.

الطول في وجوه الضغط والشد للعناصر (راجع 25.7.1.3 (a) و 25.7.1.4)، الغرز فقط في وجه الضغط (راجع 25.7.1.3 (b)). يوفر هذا المقطع تثبيت تسليح السلك الملحوم المستقيم، ذات الساق الواحدة، باستخدام سلك التثبيت الطولي مع طول الغرز المناسب في وجوه الضغط والشد للعناصر.

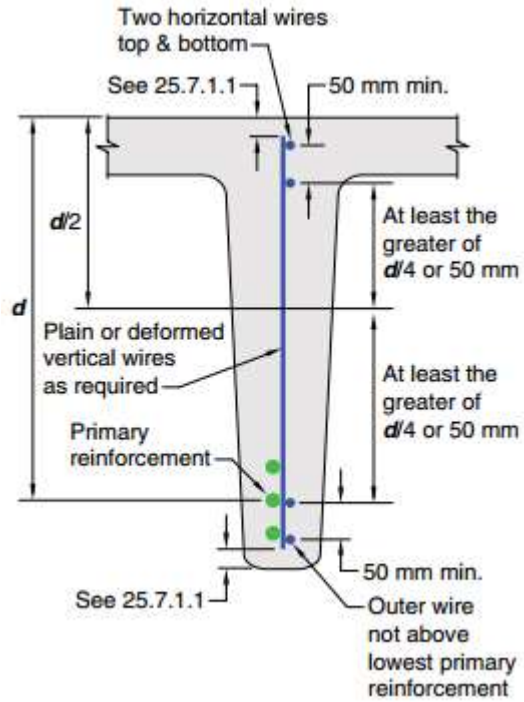


Fig. R25.7.1.5—Anchorage of single-leg welded wire reinforcement for shear.

الشكل 25.7.1.5 - تثبيت تسليح الأسلاك الملحومة ذات الساق الواحدة للقص.

**25.7.1.6** Stirrups used for torsion or integrity reinforcement shall be closed stirrups perpendicular to the axis of the member. Where welded wire reinforcement is used, transverse wires shall be perpendicular to the axis of the member. Such stirrups shall be anchored by (a) or (b):

- (a) Ends shall terminate with 135-degree standard hooks around a longitudinal bar
- (b) In accordance with 25.7.1.3(a) or (b) or 25.7.1.4, where the concrete surrounding the anchorage is restrained against spalling by a flange or slab or similar member

**25.7.1.6** يجب أن تكون الكانات المستخدمة للالتواء أو تسليح التكامل كانات مغلقة عمودية على محور العنصر. عند استخدام تسليح الأسلاك الملحومة ، يجب أن تكون الأسلاك العرضية عمودياً على محور العنصر. يتم تثبيت مثل هذه الكانات بواسطة (أ) أو (ب):

- (أ) تنتهي النهايات بخطافات قياسية تبلغ 135 درجة حول سيخ طولي.
- (ب) وفقاً للمادة 25.7.1.3 (أ) أو (ب) أو 25.7.1.4، حيث يتم تقييد الخرسانة المحيطة بالتثبيت مقابل الانقسام بواسطة الشفة العلوية أو بلاطة أو عنصر مشابه

**R25.7.1.6** Both longitudinal and closed transverse reinforcement are required to resist the diagonal tension stresses due to torsion. The stirrups should be closed because inclined cracking due to torsion may occur on all faces of a member. In the case of sections subjected primarily to torsion, the concrete side cover to the stirrups spalls off at high torsional moments (Mitchell and Collins 1976). This renders lapspliced stirrups ineffective, leading to a premature torsional failure (Behera and Rajagopalan 1969). In such cases, closed stirrups should not be made up of pairs of U-stirrups lapping one another. When a rectangular beam fails in torsion, the corners of the beam tend to spall off due to the inclined compressive stresses in the concrete diagonals of the space truss changing direction at the corner as shown in Fig. R25.7.1.6(a). In tests (Mitchell and Collins 1976), closed stirrups anchored by 90-degree hooks failed when this occurred. For this reason, 135-degree standard hooks or seismic hooks are preferable for torsional stirrups in all cases. In regions where this spalling is prevented by an adjacent slab or flange, 25.7.1.6(b) relaxes this requirement and allows 90-degree hooks because of the added confinement from the slab (referto Fig. R25.7.1.6(b)).

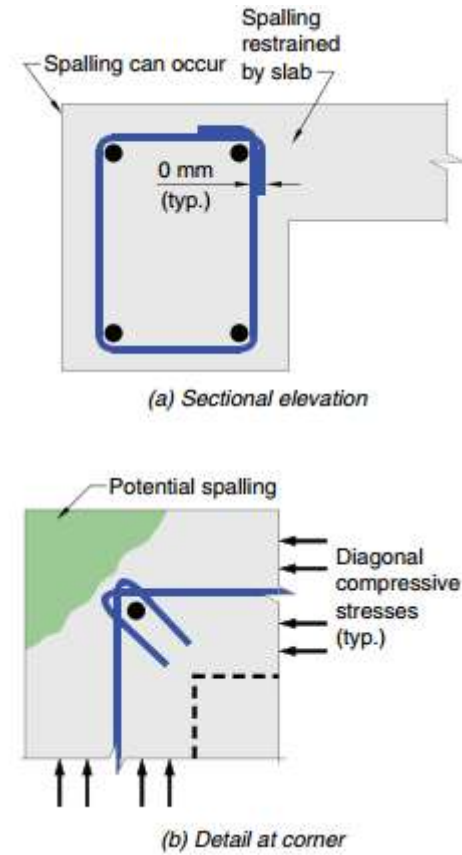
## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**25.7.1.6.1** Stirrups used for torsion or integrity reinforcement shall be permitted to be made up of two pieces of reinforcement: a single U-stirrup anchored according to 25.7.1.6(a) closed by a crosstie where the 90-degree hook of the crosstie shall be restrained against spalling by a flange or slab or similar member.

**25.7.1.6.1** يجب أن يسمح للكائنات المستخدمة في تسليح الالتواء أو التكامل أن يتكون من قطعتين من التسليح: كائنة واحدة من نوع U- مثبتة وفقاً لـ 25.7.1.6 (أ) مغلقة من قبل رابط متقاطع حيث يكون خطاف 90 درجة يجب تقييد رابط متقاطع ضد الانقسام بواسطة الشفة العلوية أو بلاطة أو عنصر مماثل.

**R25.7.1.6** مطلوب كل من التسليح العرضي والطولي المغلق لمقاومة إجهادات الشد القطري بسبب الالتواء. يجب اقتراب الكائنات لأن التشقق المائل بسبب الالتواء قد يحدث على جميع أوجه العنصر. في حالة المقاطع التي تخضع أساساً للالتواء ، فإن الغطاء الجانبي للكائنة ينتزع في عزم الالتواء العالية (ميتشل وكولينز 1976). هذا يجعل الكائنات غير فعالة ، مما يؤدي إلى انهيار الالتواء المبكر (Rajagopalan 1969 و Behera). في مثل هذه الحالات ، لا ينبغي أن تتكون الكائنات المغلفة من أزواج من الكائنات U المتداخلة مع بعضها. عندما تنهار الكمرات المستطيلة في الالتواء ، تميل أركان الكمرات إلى الانتزع بسبب إجهادات الضغط المائلة في الأقطار الخرسانية لتغيير الجملون الفراغي في الاتجاه عند الزاوية كما هو موضح في الشكل (a) R.7.7.1.6. في الاختبارات (ميتشل وكولينز 1976) ، انهيار الكائنات المغلفة المثبتة بخطافات 90 درجة عند حدوث ذلك. ولهذا السبب ، يفضل استخدام خطافات قياسية من 135 درجة أو خطافات زلزالية من أجل كائنات الالتواء في جميع الحالات. في المناطق التي يتم فيها منع هذا الانقسام بواسطة بلاطة أو شفة متجاورة ، فإن 25.7.1.6 (ب) يسمح هذا الشرط ويسمح بخطاف 90 درجة بسبب الحصر الإضافي من البلاطة (راجع الشكل R25.7.1.6(b))



**Fig. R25.7.1.6**—Spalling of corners of beams subjected to torsion.

الشكل 25.7.1.6 - الانقسام في زوايا الكمرات المعرضة للالتواء.

**25.7.1.7** Except where used for torsion or integrity reinforcement, closed stirrups are permitted to be made using pairs of U-stirrups spliced to form a closed unit where lap lengths are at least  $1.3\ell_d$ . In members with a total depth of at least 450mm., such splices with  $Abfyt \leq 40$  KN per leg shall be considered adequate if stirrup legs extend the full available depth of member

25.7.1.7 باستثناء الحالات التي تستخدم لتسليح الالتواء أو التكامل، يُسمح بساق كائنة مغلقة باستخدام أزواج من كائنات التوصيل U- لتكوين وحدة مغلقة حيث تكون أطوال التداخل على الأقل  $1.3\ell_d$ . في العناصر ذات عمق إجمالي لا يقل عن 450 mm ، تعتبر هذه التوصيلات مع  $Abfyt \leq 40$  KN لكل ساق كافية إذا كانت أرجل الكائنات تمتد في العمق الكامل المتاح للعنصر.

**R25.7.1.7** Requirements for lapping of double U-stirrups to form closed stirrups control over the lap splice provisions of 25.5.2. Figure R25.7.1.7 illustrates closed stirrup configurations created with lap splices.

R25.7.1.7 متطلبات غلق الكائنات المتداخلة على شكل حرف U لتشكيل كائنة مغلقة على أحكام التوصيل المتداخل 25.5.2. يوضح الشكل R25.7.1.7 تكوينات للكائنات المغلقة التي تم إنشاؤها بتوصيلات التداخل.

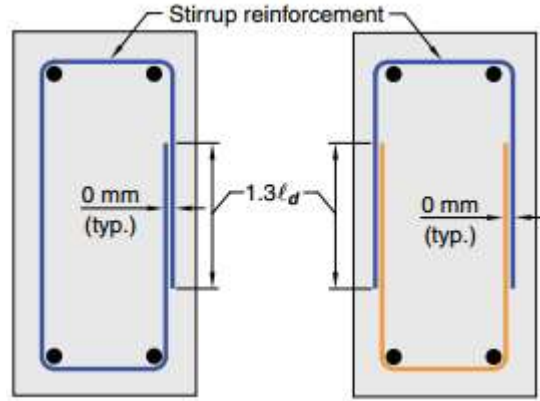


Fig. R25.7.1.7—Closed stirrup configurations.

الشكل - R25.7.1.7 تكوينات الكائنات المغلقة.

## 25.7.2 Ties

**25.7.2.1** Ties shall consist of a closed loop of deformed bar with spacing in accordance with (a) and (b):

- (a) Clear spacing of at least  $(4/3)d_{agg}$
- (b) Center-to-center spacing shall not exceed the least of  $16d_b$  of longitudinal bar,  $48d_b$  of tie bar, and smallest dimension of member.

### 25.7.2 الروابط

**25.7.2.1** تتكون الروابط من حلقة مغلقة من السبيخ المحلزن مع تباعد طبقاً لكل من (أ) و (ب):

- (أ) تباعد صافي على الأقل  $(4/3)d_{agg}$
- (ب) لا تتجاوز المسافة من المركز إلى المركز وأقل من  $16d_b$  للسبيخ الطولي ، و  $48d_b$  لسبيخ الربط ، و أصغر بعد للعنصر.

**25.7.2.2** Diameter of tie bar shall be at least (a) or (b):

- (a) No. 10 enclosing No. 32 or smaller longitudinal bars
- (b) No. 13 enclosing No. 36 or larger longitudinal bars or bundled longitudinal bars

**25.7.2.2** يجب أن يكون قطر سبيخ الربط على الأقل (أ) أو (ب):

- (أ) رقم 10 مغلق رقم 32 أو اسياخ طولية أصغر
- (ب) رقم 13 مغلق رقم 36 أو اسياخ طولية أكبر أو اسياخ طولية مجمعة

**25.7.2.2.1** As an alternative to deformed bars, deformed wire or welded wire reinforcement of equivalent area to that required in 25.7.2.1 shall be permitted subject to the requirements of Table 20.2.2.4a.

**25.7.2.2.1** كبديل للأسياخ المحلزنة ، يسمح بتسليح الأسلاك المحلزنة أو الأسلاك الملحومة لمساحة مكافئة لتلك المطلوبة في 25.7.2.1 وفقاً لمتطلبات الجدول 20.2.2.4 أ.

## R25.7.2 Ties

R25.7.2 الروابط

**R25.7.2.2** These provisions apply to crossties as well as ties.

**R25.7.2.2** تنطبق هذه الأحكام على حالات روابط متقاطعة وكذلك الروابط.

## CODE

### الكود

**25.7.2.3** Rectilinear ties shall be arranged to satisfy (a) and (b):  
(a) Every corner and alternate longitudinal bar shall have lateral support provided by the corner of a tie with an included angle of not more than 135 degrees  
(b) No unsupported bar shall be farther than 150 mm. clear on each side along the tie from a laterally supported bar

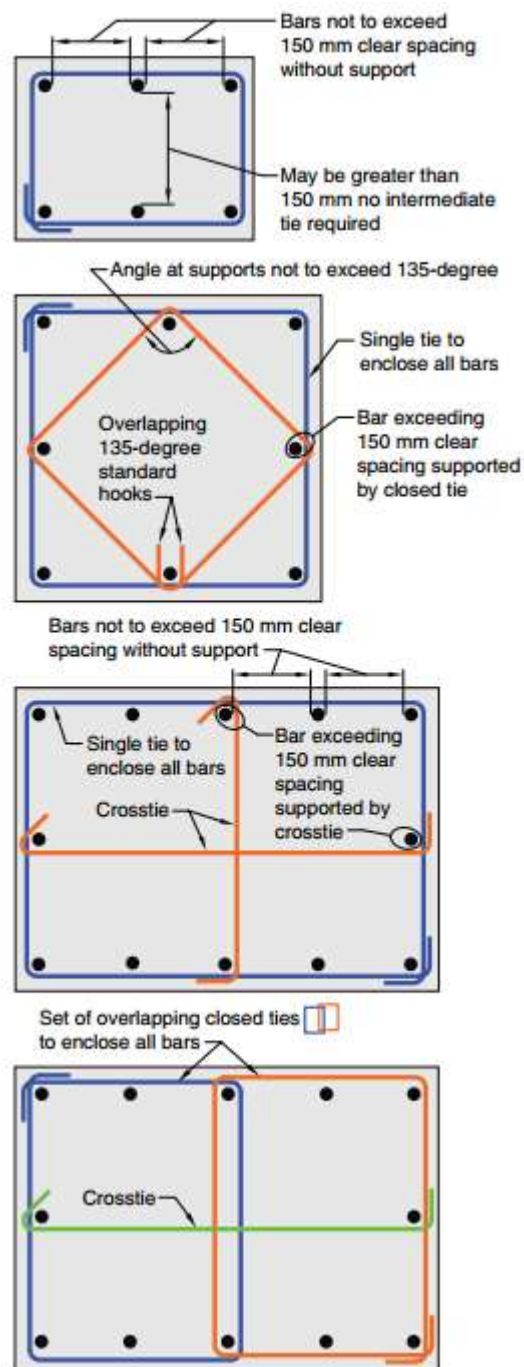
**25.7.2.3** يتم ترتيب الروابط المستطيلة بين (أ) و (ب):  
(أ) يجب أن يكون لكل ركن وسيخ طولي بديل دعم جانبي يتم توفيره بركن الرابط بزاوية لا تزيد عن 135 درجة  
(ب) يجب ألا يكون أي سيخ غير مدعوم أكثر من 150 mm الصافي على كل جانب على طول الرابط من سيخ مدعوم جانبياً

## COMMENTARY

### التعليق

**R25.7.2.3** The maximum permissible included angle of 135 degrees and the exemption of bars located within 150 mm. clear on each side along the tie from adequately tied bars are illustrated in Fig. R25.7.2.3a. Limited tests (Pfister 1964) on full-size, axially-loaded, tied columns containing full-length bars (without splices) showed that ties on alternate longitudinal bars within 150 mm. clear of a laterally supported longitudinal bar are adequate in columns subjected to axial force. Continuously wound bars or wires can be considered as ties, provided their pitch and area are at least equivalent to the area and spacing of separate ties. Anchorage at the end of a continuously wound bar or wire should be by a standard hook as for separate bars or by one additional turn of the tie pattern (refer to Fig. R25.7.2.3b). A circular, continuously wound bar or wire is considered a spiral if it conforms to 25.7.3; otherwise, it is considered a tie.

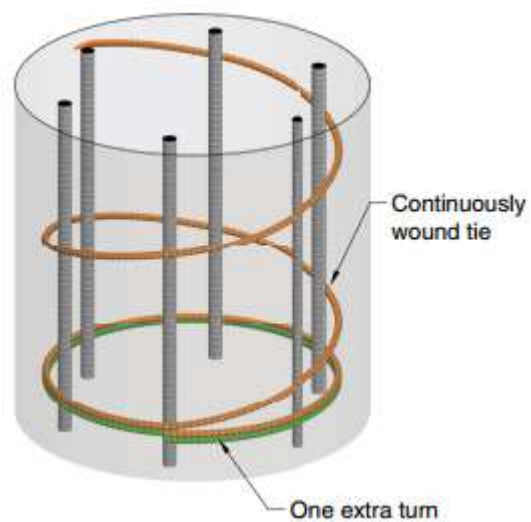
**R25.7.2.3** يشتمل الحد الأقصى المسموح به على زاوية مقدارها 135 درجة والاستثناء للأسياخ الموضوعة ضمن 150 مم الصافي على كل جانب على طول الرابط من الأسياخ المربوطة بشكل ملائم وتعرض في الشكل R25.7.2.3a. أظهرت الاختبارات المحدودة (Pfister 1964) على أعمدة كاملة الحجم محمل محورياً تحتوي على أسياخ كاملة الطول (بدون توصيلات) أن الروابط على أسياخ طولية بديلة في نطاق 150 mm خالية من السيخ الطولي المدعوم لجانبياً كافية في الأعمدة المعرضة للقوة المحورية. يمكن اعتبار الأسياخ أو الأسلاك بشكل مستمر على شكل روابط ، بشرط أن تكون خطوطها والمساحة متوفرة على الأقل مساوية للمساحة والتباعد الفاصلة للروابط المنفصلة. يجب أن يكون التثبيت في نهاية سيخ أو سلك ملتصق بشكل مستمر بواسطة خطاف قياسي كما هو الحال بالنسبة للأسياخ المنفصلة أو عن طريق تدوير إضافي لنمط الرابط (راجع الشكل R25.7.2.3b). يعتبر سيخ دائري أو سلك دائري بشكل مستمر لولبياً إذا كان متوافقاً مع 25.7.3 ؛ خلاف ذلك ، فإنه رابط .



**Fig. R25.7.2.3a**—Illustrations to clarify measurements between laterally supported column bars and rectilinear tie anchorage.

الشكل - R25.7.2.3a توضيحات لتوضيح القياسات بين اسياخ الأعمدة المدعومة جانبياً وتثبيت الرابط المستقيم.





*Fig. R25.7.2.3b—Continuous tie anchorage.*

الشكل - R25.7.2.3b تثبيت الرابط المستمر.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**25.7.2.3.1** Anchorage of rectilinear ties shall be provided by standard hooks that conform to 25.3.2 and engage a longitudinal bar. A tie shall not be made up of interlocking headed deformed bars.

**25.7.2.3.1** يجب أن يتم توفير التثبيت للروابط المستطيلة بخطافات قياسية تتطابق مع 25.3.2 وتلتصق بسيخ طولي. لا يجب أن تتكون الروابط من اسياخ محلزنة ذات رأس.

**25.7.2.4** Circular ties shall be permitted where longitudinal bars are located around the perimeter of a circle.

**25.7.2.4** يسمح بالروابط الدائرية حيث توجد اسياخ طولية حول محيط الدائرة.

**25.7.2.4.1** Anchorage of individual circular ties shall be in accordance with (a) through (c):

- (a) Ends shall overlap by at least 150mm.
- (b) Ends shall terminate with standard hooks in accordance with 25.3.2 that engage a longitudinal bar
- (c) Overlaps at ends of adjacent circular ties shall be staggered around the perimeter enclosing the longitudinal bars

**25.7.2.4.1** يجب أن يكون تثبيت الروابط الدائرية الفردية وفقاً (أ) إلى (ج):  
(أ) يجب أن تتداخل الأطراف بما لا يقل عن 150 mm.  
(ب) تنتهي النهايات باستخدام خطافات قياسية طبقاً للفقرة 25.3.2 التي تلتصق بسيخ طولي.  
(ج) يجب أن تتدرج التداخلات في نهايات الروابط الدائرية المجاورة حول المحيط بالاسياخ الطولية.

**R25.7.2.3.1** Standard tie hooks are intended for use with deformed bars only and should be staggered where possible.

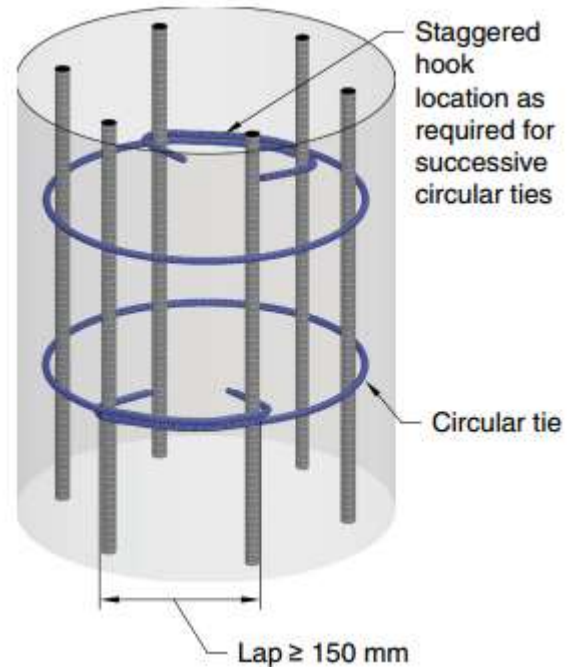
**R25.7.2.3.1** تُستخدم خطافات الروابط القياسية للاستخدام مع اسياخ محلزنة فقط وينبغي أن تتدرج حيثما أمكن ذلك.

**R25.7.2.4** While the transverse reinforcement in members with longitudinal bars located around the periphery of a circle can be either spirals or circular ties, spirals are usually more effective.

**R25.7.2.4** في حين أن التسليح العرضي للعناصر ذات اسياخ طولية واقعة حول محيط الدائرة يمكن أن يكون إما حلزونات أو روابط دائرية ، عادة ما تكون الحلزونات أكثر فعالية.

**R25.7.2.4.1** Vertical splitting and loss of tie restraint are possible where the overlapped ends of adjacent circular ties are anchored at a single longitudinal bar. Adjacent circular ties should not engage the same longitudinal bar with end hook anchorages (refer to Fig. R25.7.2.4)

**R25.7.2.4.1** يمكن أن يكون الانقسام الراسي وفقدان الروابط للتقييد حيث تركز النهايات المتداخلة للروابط الدائرية المجاورة على سيخ طولي فردي . يجب ألا تشترك الروابط الدائرية المجاورة في نفس السيخ الطولي المزود بتثبيت عكفة (خطاف) نهائية (انظر الشكل 25.7.2.4).



**Fig. R25.7.2.4.1—Circular tie anchorage.**

الشكل – R25.7.2.4.1. تثبيت الرابط الدائري.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**25.7.2.5** Ties to resist torsion shall be perpendicular to the axis of the member anchored by either (a) or (b):

(a) Ends shall terminate with 135-degree standard hooks or seismic hooks around a longitudinal bar

(b) In accordance with 25.7.1.3(a) or (b) or 25.7.1.4, where the concrete surrounding the anchorage is restrained against spalling

**25.7.2.5** يجب أن تكون الروابط لمقاومة الالتواء عمودياً على محور العنصر مثبتة من خلال (أ) أو (ب):

(أ) تنتهي النهايات بخطافات قياسية من 135 درجة أو خطافات زلزالية حول سيخ طولي.

(ب) وفقاً للمادة 25.7.1.3 (أ) أو (ب) أو 25.7.1.4، حيث يتم تقييد الخرسانة المحيطة بالتثبيت مقابل الانقسام.

### 25.7.3 Spirals

**25.7.3.1** Spirals shall consist of evenly spaced continuous bar or wire with clear spacing conforming to (a) and (b):

(a) At least the greater of 25 mm. and  $(4/3)d_{agg}$

(b) Not greater than 75 mm.

#### 25.7.3 حلزونات

**25.7.3.1** تتكون الحلزونات من سيخ أو سلك مستمر متساوي التباعد مع تباعد صافي مطابق لـ (أ) و (ب):

(أ) على الأقل أكبر من 25 mm و  $(4/3)d_{agg}$

(ب) ليس أكبر من 75 mm.

**25.7.3.2** For cast-in-place construction, spiral bar or wire diameter shall be at least 9.5mm .

**25.7.3.2** بالنسبة للبناء المصبوب في الموقع ، يجب أن يكون قطر سيخ الحلزون أو قطر السلك على الأقل 9.5mm .

**R25.7.2.5** Refer to R25.7.1.6.

**R25.7.2.5** الرجوع إلى R25.7.1.6.

### R25.7.3 Spirals

**R25.7.3.1** Spirals should be held firmly in place, at proper pitch and alignment, to prevent displacement during concrete placement.

#### R25.7.3 حلزونات

**R25.7.3.1** يجب تثبيت الحلزونات في مكانها الصحيح ، في خطوة ومسار مناسب، لمنع النزوح أثناء وضع الخرسانة.

**R25.7.3.2** For practical considerations in cast-in-place construction, the minimum diameter of spiral reinforcement is 3/8 in. (No. 3 deformed or plain bar, or D11 deformed or W11 plain wire). Standard spiral sizes are 9.5 , 12.7 , 15.9 mm. diameter for hot-rolled or cold-drawn material, plain or deformed.

**R25.7.3.2** لاعتبارات عملية في البناء المصبوب في الموقع، يكون الحد الأدنى لقطر تسليح الحلزون هو 9.5mm (رقم 10 محلزن أو سيخ عادي ، أو MD70 محلزن أو MW70 سلك عادي). أحجام الحلزونات القياسية هي 9.5 ، 12.7 ، و 15.9 mm. القطر للمواد المدرفلة على الساخن أو البارد وعادي أو محلزن.

## CODE

### الكود

**25.7.3.3** Except for transverse reinforcement in deep foundations, the volumetric spiral reinforcement ratio  $\rho_s$  shall satisfy Eq. (25.7.3.3).

**25.7.3.3** باستثناء التسليح العرضي في الأساسات العميقة ، يجب أن تفي نسبة تسليح الحلزون الحجمي  $\rho_s$  بمعادلة (25.7.3.3).

$$\rho_s \geq 0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad (25.7.3.3)$$

where the value of  $f_y$  shall not be taken greater than 690 MPa.

حيث لا ينبغي أن تؤخذ قيمة  $f_y$  أكثر من 690 MPa.

**25.7.3.4** Spirals shall be anchored by 1-1/2 extra turns of spiral bar or wire at each end

**25.7.3.4** يجب أن تثبت الحلزونات بواسطة 1-1/2 دورة إضافية من سبيخ حلزوني أو سلك في كل طرف

**25.7.3.5** Spirals are permitted to be spliced by (a) or (b):  
(a) Mechanical or welded splices in accordance with 25.5.7  
(b) Lap splices in accordance with 25.7.3.6 for  $f_y$  not exceeding 420 MPa

**25.7.3.5** يُسمح بتوصيل الحلزونات بواسطة (أ) أو (ب):  
(أ) التوصيلات الميكانيكية أو الملحومة طبقاً لـ 25.5.7  
(ب) التوصيلات المتداخلة طبقاً لـ 25.7.3.6 بالنسبة إلى  $f_y$  لا تتجاوز 420 MPa

**25.7.3.6** Spiral lap splices shall be at least the greater of 300 mm. and the lap length in Table 25.7.3.6.

**25.7.3.6** يجب أن تكون توصيلات التداخل للحلزونات على الأقل 300 mm وطول التداخل في الجدول 25.7.3.6.

## COMMENTARY

### التعليق

**R25.7.3.3** The effect of spiral reinforcement in increasing the strength of the concrete within the core is not fully realized until the column has been subjected to a load and deformation sufficient to cause the concrete shell outside the core to spall off. The amount of spiral reinforcement required by Eq. (25.7.3.3) is intended to provide additional strength for concentrically loaded columns equal to or slightly greater than the strength lost when the shell spalls off. The derivation of Eq. (25.7.3.3) is given by Richart (1933). Tests and experience show that columns containing the amount of spiral reinforcement required by this section exhibit considerable toughness and ductility. Research (Richart et al. 1929; Richart 1933; Pessiki et al. 2001; Saatcioglu and Razvi 2002) has also indicated that up to 700 MPa yield strength reinforcement can be effectively used for confinement.

**R25.7.3.3** لا يتم تحقيق تأثير التسليح الحلزوني في زيادة مقاومة الخرسانة داخل النواة بشكل كامل حتى يتعرض العمود لحمل وتشوه كافٍ لإحداث انقسام في القشرة الخرسانية خارج النواة. كمية من التسليح الحلزوني المطلوب من قبل المعادلة (25.7.3.3) يهدف إلى توفير مقاومة إضافية للأعمدة التي يتم تحميلها بشكل لامركزي تساوي أو تزيد قليلاً عن المقاومة المفقودة عند انقسام القشرة. اشتقاق المعادلة (25.7.3.3) مقدم من Richart (1933). تظهر الاختبارات والخبرة أن الأعمدة التي تحتوي على كمية من التسليح الحلزوني المطلوب في هذا المقطع تظهر صلابة وليونة كبيرة. وقد أشارت الأبحاث (Richart et al. 1929 و Richart 1933 و Pessiki et al. 2001 و Saatcioglu و Razvi 2002) إلى أنه يمكن استخدام ما يصل إلى 700 MPa من مقاومة الخضوع للتسليح بشكل فعال في الحصر.

**R25.7.3.4** Spiral anchorage is illustrated in Fig. R25.7.3.4.

**R25.7.3.4** يتضح الرسم التثبيت الحلزوني في الشكل R.7.7.3.4.

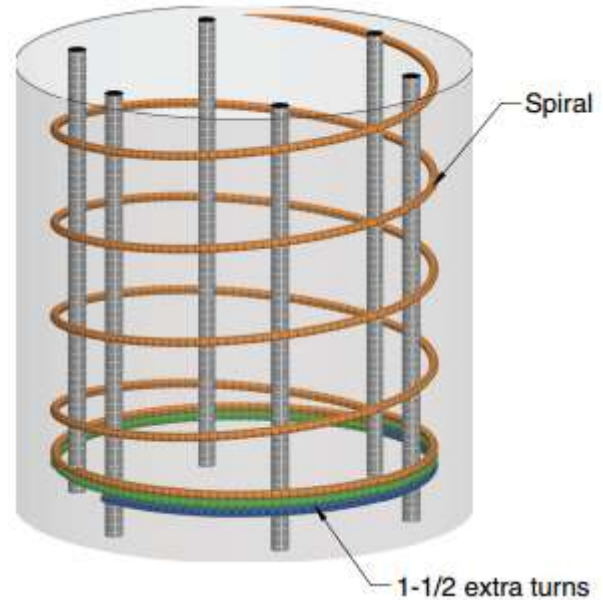


Fig. R25.7.3.4—Spiral anchorage.

الشكل 25.7.3.4 - التثبيت الحلزوني.

Table 25.7.3.6—Lap length for spiral reinforcement

جدول 25.7.3.6 - طول التداخل للتسليح الحلزوني

Reinforcement	Coating	Ends of lapped spiral bar or wire	Lap length mm
Deformed bar	Uncoated or zinc-coated (galvanized)	Hook not required	$48d_b$
		Hook not required	$72d_b$
	Epoxy-coated or zinc and epoxy dual-coated	Standard hook of 25.3.2 <sup>[1]</sup>	$48d_b$
Deformed wire	Uncoated	Hook not required	$48d_b$
		Hook not required	$72d_b$
	Epoxy-coated	Standard hook of 25.3.2 <sup>[1]</sup>	$48d_b$
Plain bar	Uncoated or zinc-coated (galvanized)	Hook not required	$72d_b$
		Standard hook of 25.3.2 <sup>[1]</sup>	$48d_b$
Plain wire	Uncoated	Hook not required	$72d_b$
		Standard hook of 25.3.2 <sup>[1]</sup>	$48d_b$

[1] Hooks shall be embedded within the core confined by the spiral.

[1] يجب غرز الخطافات داخل القلب المحصور بواسطة الحلزون.

**25.7.4 Hoops**

**25.7.4 الأطواق**

**25.7.4.1** Hoops shall consist of a closed tie or continuously wound tie, which can consist of several reinforcement elements each having seismic hooks at both ends.

**25.7.4.1** تتكون الأطواق من رابط مغلق أو رابط بشكل مستمر ، والتي يمكن أن تتكون من عدة عناصر التسليح لكل منها خطافات زلزالية عند كلا الطرفين

**25.7.4.2** The ends of the reinforcement elements in hoops shall be anchored using seismic hooks that conform to 25.3.4 and engage a longitudinal bar. A hoop shall not be made up of interlocking headed deformed bars.

**25.7.4.2.** يجب تثبيت أطراف عناصر التسليح في الأطواق باستخدام خطافات زلزالية تتطابق مع 25.3.4 وتشارك في سيخ طولي. لا يجب أن يتكون الطوق من اسياخ محلزنة ذات رأس.

**25.8—Post-tensioning anchorages and couplers**

**25.8.1** Anchorages and couplers for tendons shall develop at least 95 percent of  $f_{pu}$  when tested in an unbonded condition, without exceeding anticipated set.

**25.8 - مثبتات ومزدوجات لاحقة الشد**

**25.8.1** يجب أن تشكل المثبتات ومزدوجات لاحقة الشد ما لا يقل عن 95٪ من  $f_{pu}$  عند اختباره في حالة غير مترابطة ، دون تجاوز المجموعة المتوقعة.

**R25.7.4 Hoops**

**R25.7.4 الأطواق**

**R25.7.4.1** Refer to R25.7.2.4.

**R25.7.4.1** الرجوع إلى R25.7.2.4.

**R25.8—Post-tensioning anchorages and couplers**

**R25.8.1** The required strength of the tendon-anchorage or tendon-coupler assemblies for both unbonded and bonded tendons, when tested in an unbonded state, is based on 95 percent of the specified tensile strength of the prestressing steel in the test. The prestressing steel is required to comply with the minimum provisions of the applicable ASTM standards as prescribed in 20.3.1. The specified strength of anchorages and couplers exceeds the maximum design strength of the prestressing steel by a substantial margin and, at the same time, recognizes the stress-riser effects associated with most available post-tensioning anchorages and couplers. Anchorage and coupler strength should be attained with a minimum amount of permanent deformation and successive set, recognizing that some deformation and set will occur when testing to failure. Tendon assemblies should conform to the 2 percent elongation requirements in ACI 423.7. Static and fatigue test methods for anchorage and couplers are provided in ICC-ES Acceptance Criteria AC303 (2011).

**R25.8 - مثبتات ومزدوجات لاحقة الشد**

**R25.8.1** تستند المقاومة المطلوبة لتجميع مثبتات ومزدوجات الكابلات لاحقة الشد ، للكابلات المترابطة والغير مترابطة عند اختبارها في حالة غير مترابطة ، على 95 في المائة من مقاومة الشد المحددة للحديد مسبق الإجهاد في الاختبار. مطلوب حديد مسبق الإجهاد للامتثال للحد الأدنى من معايير ASTM المعمول بها على النحو المنصوص عليه في 20.3.1. تتجاوز المقاومة المحددة للمثبتات والمزدوجات أقصى مقاومة تصميمية للحديد مسبق الإجهاد بهامش كبير ، وفي الوقت نفسه ، تعترف بتأثيرات الإجهاد الناجم عن معظم مثبتات ومزدوجات لاحقة الشد المتوفرة. يجب أن يتم تحقيق مقاومة التثبيت والازدواج مع الحد الأدنى من التشوه الدائم والمجموعة المتعاقبة ، مع إدراك أن بعض التشوه والمجموعة سيحدثان عند اختبار الانهيار. يجب أن تتوافق مجموعات الكابل مع متطلبات استطالة 2٪ في ACI 423.7. يتم توفير طرق اختبار لإجهاد القتل والثبات للمثبتات والمزدوجات في معايير قبول (ICC-ES AC303 (2011)).



## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**25.8.2** Anchorages and couplers for bonded tendons shall be located so that 100 percent of  $f_{pu}$  shall be developed at critical sections after the post-tensioned reinforcement is bonded in the member.

**25.8.2** يجب وضع مثبتات ومزدوجات لاحقة الشد للكابلات المترابطة بحيث يتم تثبيت 100٪ من  $f_{pu}$  في المقاطع الحرجة بعد ترابط التسليح لاحق الشد في العنصر.

**25.8.3** In unbonded construction subject to repetitive loads, the possibility of fatigue of prestressed reinforcement in anchorages and couplers shall be considered.

**25.8.3** في البناء الغير مترابط المعرض لأحمال متكررة ، يجب النظر في إمكانية إجهاد الفتل لتسليح مسبق الإجهاد في المثبتات والمزدوجات

**25.8.4** Couplers shall be placed at locations approved by the licensed design professional and enclosed in housings long enough to permit necessary movements.

**25.8.4.** يجب وضع المزدوجات في الأماكن المعتمدة من قبل محترف التصميم المرخص والمرفقة في منازل طويلة بما يكفي للسماح بالحركات الضرورية.

## 25.9—Anchorage zones for post-tensioned tendons 25.9.1 General

25.9 - مناطق التثبيت لكابلات لاحقة الشد  
25.9.1 عام

**R25.8.2** Anchorages and couplers for bonded tendons that develop less than 100 percent of the specified tensile strength of the prestressing steel should be used only where the bond transfer length between the anchorage or coupler and critical sections equals or exceeds that required to develop the prestressing steel strength. This bond length may be calculated based on the results of tests of bond characteristics of untensioned prestressing strand (Salmons and McCrate 1977), or bond tests on other prestressing steel materials, as appropriate.

**R25.8.2** لا ينبغي استخدام مثبتات ومزدوجات لاحقة الشد للكابلات المترابطة التي تنتج أقل من 100 في المائة من مقاومة الشد المحددة للحديد مسبق الإجهاد إلا عندما يكون طول نقل الترابط بين المثبت أو المزدوج والمقاطع الحرجة مساوياً أو يتجاوز ما هو مطلوب لتطوير مقاومة الحديد مسبق الإجهاد. يمكن حساب طول الترابط بناءً على نتائج اختبارات خصائص الترابط للخيوط مسبقة الإجهاد الغير مشدودة (Salmons and McCrate 1977) ، أو اختبارات الترابط على المواد المعدنية مسبقة الإجهاد الأخرى ، حسب الحاجة للتطبيق.

**R25.8.3** A discussion on fatigue loading is provided in ACI 215R. Detailed recommendations on tests for static and cyclic loading conditions for tendons and anchorage fittings of unbonded tendons are provided in ACI 423.3R (Section 4.1.3) and ACI 301 (Section 15.2.2).

**R25.8.3** يتم تقديم مناقشة حول تحميل أجهاد الفتل في ACI 215R. وترد في ACI 423.3R (القسم 4.1.3) و ACI 301 (القسم 15.2.2) التوصيات التفصيلية الخاصة باختبارات حالات التحميل الثابت والدوري للكابلات وتركيبات المثبت للكابلات الغير مترابطة في ACI 423.3R (Section 4.1.3) and ACI 301 (Section 15.2.2).

## R25.9—Anchorage zones for post-tensioned tendons

**R25.9.1 General**—The detailed provisions in the AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (AASHTO LRFDUS) for analysis and reinforcement detailing of post tensioned anchorage zones are considered to satisfy the more general requirements of this Code. In the specific areas of anchorage device evaluation and acceptance testing, this Code references the detailed AASHTO provisions

### R25.9 - مناطق التثبيت لكابلات لاحقة الشد

**R25.9.1** عام - الأحكام التفصيلية في مواصفات AASHTO LRFD لتصميم الجسور (AASHTO LRFDUS) لتحليل وتفصيل التسليح تعتبر مناطق التثبيت لاحقة الشد تلبي المتطلبات الأكثر عمومية لهذا الكود. في المجالات المحددة لتقييم جهاز التثبيت وقبوله، يشير هذا الكود إلى أحكام AASHTO التفصيلية

## CODE

### الكود

**25.9.1.1** Anchorage regions of post-tensioned tendons shall consist of two zones, (a) and (b):

(a) The local zone shall be assumed to be a rectangular prism (or equivalent rectangular prism for circular or oval anchorages) of concrete immediately surrounding the anchorage device and any confining reinforcement

(b) The general zone includes the local zone and shall be assumed to be the portion of the member through which the concentrated prestressing force is transferred to the concrete and distributed more uniformly across the section

**25.9.1.1** تتكون مناطق التثبيت لكابلات لاحقة الشد من منطقتين ، (أ) و (ب):  
(أ) يفترض أن تكون المنطقة المحلية عبارة عن منشور مستطيل (أو منشور مستطيل مكافئ للمثبتات الدائرية أو البيضاوية) للخرسانة المحيطة مباشرة بجهاز التثبيت وأي تسليح الحصر.  
(ب) المنطقة العامة تشمل المنطقة المحلية ويفترض أنها جزء من العنصر الذي يتم من خلاله نقل قوة الإجهاد المسبق المركز إلى الخرسانة وتوزيعها بشكل أكثر انتظاماً عبر المقطع.

**25.9.1.2** The local zone shall be designed in accordance with 25.9.3.

**25.9.1.2** يتم تصميم المنطقة المحلية وفقاً لـ 25.9.3.

**25.9.1.3** The general zone shall be designed in accordance with 25.9.4.

**25.9.1.3** يتم تصميم المنطقة العامة وفقاً لـ 25.9.4.

**25.9.1.4** Compressive strength of concrete required at time of post-tensioning shall be specified as required by 26.10.

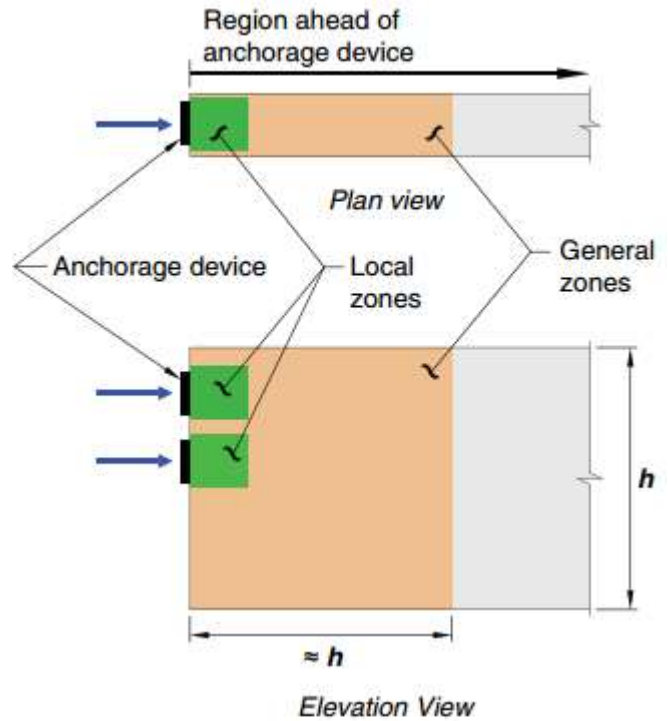
**25.9.1.4.** تحدد مقاومة الخرسانة للضغط المطلوبة في وقت الشد اللاحق كما هو مطلوب في 26.10.

## COMMENTARY

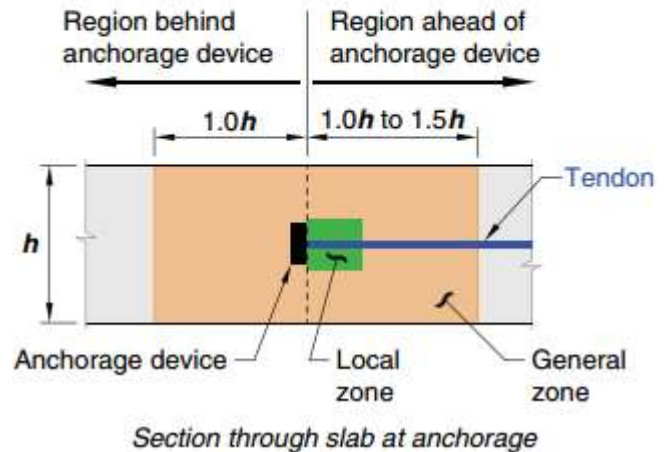
### التعليق

**R25.9.1.1** Based on St. Venant's principle, the extent of the anchorage zone may be estimated as approximately equal to the largest dimension of the cross section. Local zones and general zones are shown in Fig. R25.9.1.1a. When anchorage devices located away from the end of the member are tensioned, large local tensile stresses are generated ahead of and behind the device. These tensile stresses are induced by incompatibility of deformations. The entire shaded region shown in Fig. R25.9.1.1b should be considered in the design of the general zone.

**R25.9.1.1** استناداً إلى مبدأ سانت فينانت ، يمكن تقدير تمديد منطقة التثبيت بأنها مساوية تقريباً للبعد الأكبر في المقطع العرضي. المناطق المحلية والمناطق العامة موضحة في الشكل R.25.9.1.1a. عندما يتم شد أجهزة التثبيت الموجودة بعيداً عن طرف العنصر ، يتم توليد إجهادات شد محلية كبيرة قبل الجهاز وخلفه. هذه الإجهادات الشد التي يسببها عدم التوافق للتشوهات. ينبغي النظر في المنطقة المظلمة بأكملها المبينة في الشكل R.25.9.1.1b في تصميم المنطقة العامة.



**Fig. R25.9.1.1a—Local and general zones.**



**Fig. R25.9.1.1b—Local and general zones for anchorage device located away from the end of a member.**

الشكل - R25.9.1.1b المناطق المحلية والعامة لجهاز التثبيت الذي يقع بعيداً عن نهاية العنصر.

## CODE

### الكود

**25.9.1.5** Stressing sequence shall be considered in the design process and specified as required by 26.10.

**25.9.1.5** يجب النظر في تسلسل الإجهاد في عملية التصميم ويتم تحديده كما هو مطلوب من قبل 26.10

## 25.9.2 Required strength

### 5.9.2 المقاومة المطلوبة

**25.9.2.1** Factored prestressing force at the anchorage device,  $P_{pu}$ , shall exceed the least of (a) through (c), where 1.2 is the load factor from 5.3.12:

(a)  $1.2(0.94f_{py})A_{ps}$

(b)  $1.2(0.80f_{pu})A_{ps}$

(c) Maximum jacking force designated by the supplier of anchorage devices multiplied by 1.2

**25.9.2.1** يجب أن تتعدى قوة الإجهاد المسبق المصعدة في جهاز التثبيت ،  $P_{pu}$  ، أقل من (أ) إلى (ج) ، حيث 1.2 هو معامل الحمل من 5.3.12:

(أ)  $1.2(0.94f_{py})A_{ps}$

(ب)  $1.2(0.80f_{pu})A_{ps}$

(ج) قوة الرفع القصوى التي يصممها مورد أجهزة التثبيت مضروبة في 1.2

## 25.9.3 Local zone

**25.9.3.1** The design of local zone in post-tensioned anchorages shall meet the requirements of (a), (b), or (c):

(a) Monostrand or single 16 mm. or smaller diameter bar anchorage devices shall meet the bearing resistance and local zone requirements of **ACI 423.7**

(b) Basic multistrand anchorage devices shall meet the bearing resistance requirements of **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**, Article 5.10.9.7.2, except that the load factors shall be in accordance with 5.3.12 and  $\phi$  shall be in accordance with 21.2.1

(c) Special anchorage devices shall satisfy the tests required in **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**, Article 5.10.9.7.3, and described in **AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications**, Article 10.3.2.3

### 25.9.3 المنطقة المحلية

**25.9.3.1** يجب أن يستوفي تصميم المنطقة المحلية في المثبتات لاحقة الشد متطلبات (أ) أو (ب) أو (ج):

(أ) يجب أن تستوفي الخيوط الأحادية أو الفردية 16 mm . أو القطر الأصغر للشيخ لأجهزة التثبيت بمقاومة التحميل ومتطلبات المنطقة المحلية لـ **ACI 423.7**

(ب) يجب أن تستوفي أجهزة التثبيت الأساسية لعدة خيوط متطلبات مقاومة التحميل لمواصفات التصميم الجسر **AASHTO LRFD** ، المادة 5.10.9.7.2 ، فيما عدا أن معاملات الحمل يجب أن تكون طبقاً للفقرة 5.3.12 و  $\phi$  يجب أن تكون متوافقة مع 21.2.1.

(ج) يجب أن تستوفي أجهزة التثبيت الخاصة الاختبارات المطلوبة في مواصفات تصميم الجسر **AASHTO LRFD** ، المادة 5.10.9.7.3 ، والموصوفة في مواصفات بناء الجسر **AASHTO LRFD** ، المادة 10.3.2.3

## COMMENTARY

### التعليق

**R25.9.1.5** The sequence of anchorage device stressing can have a significant effect on the general zone stresses. Therefore, it is important to consider not only the final stage of a stressing sequence with all tendons stressed, but also intermediate stages during construction. The most critical bursting forces caused by each of the sequentially posttensioned tendon combinations, as well as that of the entire group of tendons, should be taken into account.

**R25.9.1.5** يمكن أن يكون لتسلسل إجهاد جهاز التثبيت تأثير هام على إجهادات المنطقة العامة لذلك ، من المهم النظر ليس فقط في المرحلة النهائية من تسلسل الإجهاد مع جميع الكابلات المجهد ، ولكن أيضا المراحل المتوسطة أثناء البناء. يجب أن تؤخذ بعين الاعتبار قوى الانفجار الأكثر أهمية التي يسببها كل من تركيبات الكابلات لاحقة الشد ، وكذلك مجموعة الكابلات بأكملها.

## R25.9.2 Required strength

### R25.9.2 المقاومة المطلوبة

**R25.9.2.1** The factored prestressing force is the product of the load factor and the maximum prestressing force permitted. The maximum permissible tensile stresses during jacking are defined in 20.3.2.5.1.

**R25.9.2.1** إن قوة الإجهاد المسبق المصعدة هي نتاج معامل الحمل وأقصى قوة إجهاد مسبق مسموح به. يتم تعريف الحد الأقصى لإجهادات الشد المسموح به أثناء الرفع في 20.3.2.5.1.

**R25.9.3 Local zone**—The local zone resists very high local stresses introduced by the anchorage device and transfers them to the remainder of the anchorage zone. The behavior of the local zone is strongly influenced by the specific characteristics of the anchorage device and its confining reinforcement, and is less influenced by the geometry and loading of the overall structure. Local-zone design sometimes cannot be completed until specific anchorage devices are selected. If special anchorage devices are used, the anchorage device supplier should furnish test information to demonstrate that the device is satisfactory under Article 10.3.2.3 of the **AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications (LRFD CONS)** and provide information regarding necessary conditions for use of the device. The main considerations in local-zone design are the effects of high bearing pressure and the adequacy of any confining reinforcement provided to increase concrete bearing resistance.

**R.25.9.3 المنطقة المحلية** - تقاوم المنطقة المحلية إجهادات محلية مرتفعة للغاية تم إدخالها بواسطة جهاز التثبيت وتقوم بنقلها إلى ما تبقى من منطقة التثبيت. يتأثر سلوك المنطقة المحلية بشدة بالخصائص المحددة لجهاز التثبيت وتسليح الحصر ، وهو أقل تأثراً بواسطة الخصائص الهندسية والتحميل للمنشأ بكامله. أحياناً لا يمكن إتمام تصميم المنطقة المحلية حتى يتم تحديد أجهزة تثبيت معينة. في حالة استخدام أجهزة تثبيت خاصة ، ينبغي على مورد جهاز التثبيت تقديم معلومات اختبار لتوضيح أن الجهاز مرضٍ بموجب المادة 10.3.2.3 من مواصفات بناء الجسر **AASHTO LRFD (LRFD CONS)** وتوفير معلومات حول الظروف الضرورية لاستخدام الجهاز. وتتمثل الاعتبارات الرئيسية في تصميم المناطق المحلية في تأثيرات ضغط التحميل العالي ومدى كفاية أي تسليح حصر متوفر لزيادة مقاومة التحميل للخرسانة.

## CODE

### الكود

**25.9.3.2** Where special anchorage devices are used, supplementary skin reinforcement shall be provided in addition to the confining reinforcement specified for the anchorage device.

**25.9.3.2** في حالة استخدام أجهزة تثبيت خاصة، يجب توفير تسليح التغطية الإضافي بالإضافة إلى تسليح الحصر المحدد لجهاز التثبيت.

**25.9.3.2.1** Supplementary skin reinforcement shall be similar in configuration and at least equivalent in volumetric ratio to any supplementary skin reinforcement used in the qualifying acceptance tests of the anchorage device.

**25.9.3.2.1** يجب أن يكون تسليح الغطاء الإضافي متماثلة في التكوين وعلى الأقل مكافئ في نسبة الحجم لأي تسليح إضافي للغطاء تستخدم في اختبارات القبول المؤهلة لجهاز التثبيت.

## 25.9.4 General zone

### 25.9.4 المنطقة العامة

## COMMENTARY

### التعليق

**R25.9.3.2.1** Skin reinforcement is placed near the outer faces in the anchorage zone to limit local crack width and spacing. Reinforcement in the general zone for other actions (such as shrinkage and temperature) may be used in satisfying the supplementary skin reinforcement requirement. Determination of the supplementary skin reinforcement depends on the anchorage device hardware used and frequently cannot be determined until the specific anchorage devices are selected.

**R25.9.3.2.1** يوضع تسليح الغطاء بالقرب من الأوجه الخارجية في منطقة التثبيت للحد من عرض التشقق المحلي والتباعد. يمكن استخدام التسليح في المنطقة العامة للأعمال الأخرى (مثل الانكماش ودرجة الحرارة) في تلبية متطلبات تسليح الغطاء الإضافي. يعتمد تحديد تسليح الغطاء الإضافي على أجهزة التثبيت المستخدمة وكثيراً ما لا يمكن تحديدها حتى يتم اختيار أجهزة التثبيت المحددة.

**R25.9.4 General zone**—Within the general zone, the assumption that plane sections remain plane is not valid. Tensile stresses that can be caused by the tendon anchorage device, including bursting, spalling, and edge tension, as shown in Fig. R25.9.4, should be considered in design. In addition, the compressive stresses immediately ahead of the local zone should be checked (Fig. R25.9.1.1b).

**R25.9.4 المنطقة العامة** - داخل المنطقة العامة، يكون الافتراض بأن المقاطع المستوية غير صالحة. يجب النظر في إجهادات الشد التي يمكن أن تسببها أداة تثبيت الكابلات، بما في ذلك الانفجار، الانقسام، وشد الحافة، كما هو موضح في الشكل R.25.9.4، في التصميم. بالإضافة إلى ذلك، يجب التحقق من إجهادات الضغط مباشرة قبل المنطقة المحلية (الشكل R.25.9.1.1b).

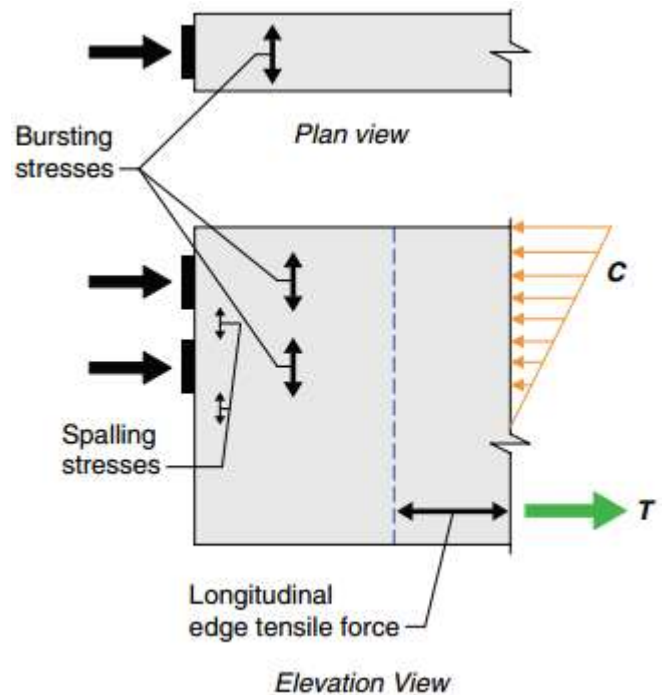


Fig. R25.9.4—Tensile stress zones within the general zone.

الشكل - R25.9.4 مناطق إجهاد الشد داخل المنطقة العامة.

## CODE

### الكود

**25.9.4.1** The extent of the general zone is equal to the largest dimension of the cross section. In the case of slabs with anchorages or groups of anchorages spaced along the slab edge, the depth of the general zone shall be taken as the spacing of the tendons.

**25.9.4.1** يساوي تمتد المنطقة العامة أكبر بعد للمقطع العرضي. في حالة البلاطات ذات المثبتات أو مجموعات المثبتات المتساوية على طول حافة البلاطة، يتم أخذ عمق المنطقة العامة على شكل تباعد للكابلات.

**25.9.4.2** For anchorage devices located away from the end of a member, the general zone shall include the disturbed regions ahead of and behind the anchorage devices.

**25.9.4.2** بالنسبة لأجهزة التثبيت الواقعة في نهاية العنصر، يجب أن تشمل المنطقة العامة المناطق المضطربة أمام أجهزة التثبيت وخلفها.

### 25.9.4.3 Analysis of general zones

#### 25.9.4.3 تحليل المناطق العامة

**25.9.4.3.1** Methods (a) through (c) shall be permitted for design of general zones:

- (a) Strut-and-tie models in accordance with **Chapter 23**
  - (b) Linear stress analysis, including finite element analysis or equivalent
  - (c) Simplified equations in **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**, Article 5.10.9.6, except where restricted by 25.9.4.3.2
- The design of general zones by other methods shall be permitted, provided that the specific procedures used for design result in prediction of strength in substantial agreement with results of comprehensive tests

**25.9.4.3.1** يُسمح بالطرق من (أ) إلى (ج) لتصميم المناطق العامة:

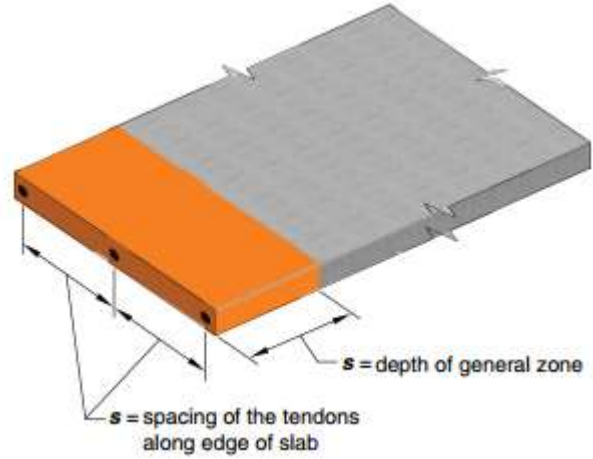
- (أ) نماذج ركيزة - شداد وفقا للفصل 23
- (ب) تحليل الإجهاد الخطي، بما في ذلك تحليل العناصر المحدودة أو ما يعادلها
- (ج) المعادلات المبسطة في مواصفات تصميم الجسور **AASHTO LRFD** ، بواسطة 5.10.9.6، إلا إذا كانت مقيدة بواسطة 25.9.4.3.2 يُسمح بتصميم المناطق العامة بطرق أخرى، بشرط أن الإجراءات المحددة المستخدمة في التصميم تؤدي إلى التنبؤ بالمقاومة في اتفاق جوهري مع نتائج الاختبارات الشاملة

## COMMENTARY

### التعليق

**R25.9.4.1** The depth of the general zone in slabs is defined in AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (**LRFDUS**), Article 5.10.9 as the spacing of the tendons (Fig. R25.9.4.1). Refer to 25.9.4.4.6 for monostrand anchorages

**R25.9.4.1** تم تحديد عمق المنطقة العامة في البلاطات في **AASHTO LRFD** مواصفات تصميم الجسر (**LRFDUS**) ، المادة 5.10.9 كتباعد للكابلات (الشكل. R25.9.4.1). ارجع إلى 25.9.4.4.6 مثبتات أحادية الخيوط



**Fig. R25.9.4.1—Dimensions of general zone in posttensioned slab.**

الشكل - R25.9.4.1 أبعاد المنطقة العامة في البلاطة لاحقة الشد.

**R25.9.4.2** The dimensions of the general zone for anchorage devices located away from the end of the member are defined in Fig. R25.9.1.1b.

**R25.9.4.2** تعرف أبعاد المنطقة العامة لأجهزة التثبيت الواقعة بعيداً عن نهاية العنصر المحددة في الشكل R25.9.1.1b .

### R25.9.4.3 Analysis of general zones

#### R25.9.4.3 تحليل المناطق العامة

**R25.9.4.3.1** The design methods include those procedures for which guidelines have been given in **AASHTO LRFDUS** and **Breen et al. (1994)**. These procedures have been shown to be conservative predictors of strength compared to test results (Breen et al. 1994). The use of the strut-and-tie method is especially helpful for general zone design (Breen et al. 1994). In many anchorage applications, where substantial or massive concrete regions surround the anchorages, simplified equations based on **AASHTO LRFDUS** and **Breen et al. (1994)** can be used except in the cases noted in 25.9.4.3.2.

**R25.9.4.3.1** تحليل المناطق العامة طريقة تتضمن أساليب التصميم تلك الإجراءات التي تم إعطاء إرشادات لها في **AASHTO LRFDUS** و **Breen et al. (1994)**. وقد تبين أن هذه الإجراءات تنبئ بالمقاومة مقارنة بنتائج الاختبار (**Breen et al. 1994**). إن استخدام طريقة ركيزة - شداد مفيد بشكل خاص لتصميم المنطقة العامة (**Breen et al. 1994**). في العديد من تطبيقات التثبيت، حيث تحيط مناطق خرسانية كبيرة أو ضخمة بالمثبتات، تقوم المعادلات المبسطة على أساس **AASHTO LRFDUS** و **Breen et al. (1994)** يمكن استخدامها إلا في الحالات المذكورة في 25.9.4.3.2



Values for the magnitude of the bursting force,  $T_{burst}$ , and for its centroidal distance from the major bearing surface of the anchorage,  $d_{burst}$ , may be estimated from Eq. (R25.9.4.3.1a) and (R25.9.4.3.1b), respectively. The terms used in these equations are shown in Fig. R25.9.4.3.1 for a prestressing force with a small eccentricity. In the application of these equations, the specified stressing sequence should be considered if more than one tendon is present.

يمكن تقدير قيمة حجم قوة الانفجار ،  $T_{burst}$  ، ولمسافته المركزية من سطح التحمل الرئيسي للتثبيت، من  $d_{burst}$  ، من المعادلة (R25.9.4.3.1a) و (R25.9.4.3.1b) ، على التوالي. المصطلحات المستخدمة في هذه المعادلات موضحة في الشكل R.9.9.4.3.1 لقوة الاجهاد المسبق ذات لامركزية صغيرة. في تطبيق هذه المعادلات، ينبغي النظر في تسلسل الإجهاد المحدد إذا كان هناك أكثر من كابل واحد.

$$T_{burst} = 0.25 \sum P_{pu} \left( 1 - \frac{h_{anc}}{h} \right) \quad (R25.9.4.3.1a)$$

$$d_{burst} = 0.5(h - 2e_{anc}) \quad (R25.9.4.3.1b)$$

where  $\sum P_{pu}$  is the sum of the  $P_{pu}$  forces from the individual tendons;  $h_{anc}$  is the depth of the anchorage device or single group of closely spaced devices in the direction considered; and  $e_{anc}$  is the eccentricity (always taken as positive) of the anchorage device or group of closely spaced devices with respect to the centroid of the cross section (Fig. R25.9.4.3.1). Anchorage devices should be treated as closely spaced if their center-to-center spacing does not exceed 1.5 times the width of the anchorage device in the direction considered

حيث  $\sum P_{pu}$  هو مجموع قوى  $P_{pu}$  من الكابلات الفردية ؛  $h_{anc}$  هو عمق جهاز التثبيت أو مجموعة واحدة من الأجهزة ذات التباعد القريب في الاتجاه المعبر ؛ و  $e_{anc}$  هو اللامركزية (الذي يؤخذ دائماً موجب) لجهاز التثبيت أو مجموعة من الأجهزة ذات التباعد القريب فيما يتعلق بالمركز للمقطع العرضي (الشكل R.25.9.4.3.1). يجب أن تعامل أجهزة التثبيت على مسافات متقاربة إذا لم تتجاوز تباعد المركز إلى المركز 1.5 ضعف عرض جهاز التثبيت في الاتجاه المعبر.

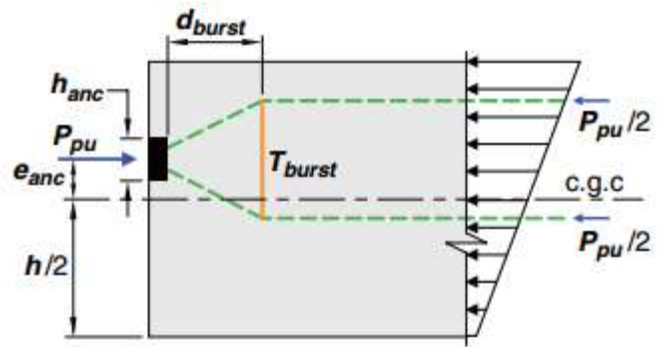


Fig. R25.9.4.3.1—Definition of terms used to define the general zone.

الشكل - R25.9.4.3.1 تعريف المصطلحات المستخدمة لتعريف المنطقة العامة.



**25.9.4.3.2** Simplified equations as permitted by 25.9.4.3.1(c) shall not be used for the design of a general zone if any of the situations listed in (a) through (g) occur:

- (a) Member cross sections are nonrectangular
- (b) Discontinuities in or near the general zone cause deviations in the force flow path
- (c) Minimum edge distance is less than 1.5 times the anchorage device lateral dimension in that direction
- (d) Multiple anchorage devices are used in other than one closely spaced group
- (e) Centroid of the tendons is located outside the kern
- (f) Angle of inclination of the tendon in the general zone is less than -5 degrees from the centerline of axis of the member, where the angle is negative if the anchor force points away from the centroid of the section
- (g) Angle of inclination of the tendon in the general zone is greater than +20 degrees from the centerline of axis of the member, where the angle is positive if the anchor force points towards the centroid of the section

**25.9.4.3.2** معادلات مبسطة كما هو مسموح به في 25.9.4.3.1(c) لا يسمح استخدامها لتصميم منطقة عامة إن وجدت الحالات المذكورة في (أ) خلال (ز) تحدث:

- (أ) المقاطع العرضية للعناصر الغير مستطيلة الشكل
- (ب) تسبب عدم الاستمرارية في المنطقة العامة أو بالقرب منها انحرافات في مسار تدفق القوة
- (ج) الحد الأدنى لمسافة الحافة أقل من 1.5 مرة من البعد الجانبي لجهاز التثبيت في ذلك الاتجاه
- (د) تستخدم أجهزة تثبيت متعددة في غير مجموعة واحدة ذات تباعد قريب.
- (هـ) يقع مركز الكابلات خارج الجزء المعدني
- (و) زاوية ميل الكابلات في المنطقة العامة أقل من -5 درجة من محور العنصر ، حيث تكون الزاوية سالبة إذا كانت نقطة قوة التثبيت بعيدة للمركز للمقطع.
- (ز) تكون زاوية ميل الكابلات في المنطقة العامة أكبر من +20 درجة من محور العنصر، حيث تكون الزاوية موجبة إذا كانت نقطة قوة التثبيت تشير إلى مركز المقطع.

**25.9.4.3.3** Three-dimensional effects shall be considered in design and analyzed by (a) or (b):

- (a) Three-dimensional analysis procedures
- (b) Approximated by considering the summation of effects for two orthogonal planes

**25.9.4.3.3** يجب النظر في التأثيرات ثلاثية الأبعاد في التصميم والتحليل بواسطة (أ) أو (ب):

- (أ) إجراءات التحليل ثلاثية الأبعاد
- (ب) يقترب الاعتبار في تجميع التأثيرات على مستويين متعامدين

**R25.9.4.3.2** The simplified equations in the AASHTO LRFDUS are not applicable in several common situations listed in 25.9.4.3.2. In these cases, a detailed analysis is required. In addition, in the post-tensioning of thin sections, flanged sections, or irregular sections, or where the tendons have appreciable curvature within the general zone, more general procedures such as those of AASHTO LRFDUS Articles 5.10.9.4 and 5.10.9.5 are required. Detailed recommendations for design principles that apply to all design methods are given in Article 5.10.9.3.2 of the AASHTO LRFDUS.

Groups of monostrand tendons with individual monostrand anchorage devices are often used in beams. If a beam has a single anchorage device or a single group of closely spaced anchorage devices, the use of simplified equations such as those given in R25.9.4.3.1 is permitted, unless 25.9.4.3.2 governs. More complex conditions can be designed using the strut-and-tie method. Detailed recommendations for use of such models are given in AASHTO LRFDUS and Breen et al. (1994).

**R25.9.4.3.2** لا تنطبق المعادلات المبسطة في AASHTO LRFDUS في عدة حالات مشتركة مدرجة في الفقرة 25.9.4.3.2. في هذه الحالات، هناك حاجة لتحليل مفصل. بالإضافة إلى ذلك، في مرحلة لاحقة الشد في المقاطع النحيفة، أو المقاطع ذات الشفة العلوية، أو المقاطع الغير منتظمة، أو حيث يكون للكابلات انحناء ممكن تقديره داخل المنطقة العامة، إجراءات أكثر عمومية مثل تلك الخاصة بـ AASHTO LRFDUS المواد 5.10.9.4 و 5.10.9.5 مطلوبة. وترد التوصيات التفصيلية لمبادئ التصميم التي تنطبق على جميع طرق التصميم في المادة 5.10.9.3.2 من AASHTO LRFDUS. تستخدم مجموعات الكابلات الاحادية مع أجهزة تثبيت في الكمرات. إذا كان للكمرات جهاز تثبيت واحد أو مجموعة واحدة من أجهزة التثبيت ذات التباعد القريب، فإن استخدام المعادلات المبسطة كتلك المعطاة في 25.9.4.3.1 مسموح به، ما لم يحكم 25.9.4.3.2. يمكن تصميم ظروف أكثر تعقيداً باستخدام طريقة ركيزة - شداد. يتم تقديم توصيات مفصلة لاستخدام هذه النماذج في AASHTO LRFDUS و (Breen et al. 1994).

**R25.9.4.3.3** The provision for three-dimensional effects is to ensure that the effects perpendicular to the main plane of the member, such as bursting forces in the thin direction of webs or slabs are considered. In many cases, these effects can be determined independently for each direction, but some applications require a full three-dimensional analysis (for example, diaphragms for the anchorage of external tendons).

**R25.9.4.3.3** يتمثل الحكم الخاص بالتأثيرات ثلاثية الأبعاد لضمان اعتبار التأثيرات المتعامدة على المستوى الرئيسي للعنصر ، مثل قوى الانفجار في الاتجاه النحيف للشفة الوسطية أو البلاطات. في كثير من الحالات، يمكن تحديد هذه التأثيرات بشكل مستقل لكل اتجاه ، ولكن بعض التطبيقات تتطلب تحليلاً ثلاثي الأبعاد كاملاً (على سبيل المثال ، أغشية التثبيت للكابلات الخارجية)

#### 25.9.4.4 Reinforcement limits

25.9.4.4 حدود التسليح

25.9.4.4.1 Tensile strength of concrete shall be neglected in calculations of reinforcement requirements.

25.9.4.4.1 يجب إهمال مقاومة الشد للخرسانة في حسابات متطلبات التسليح

25.9.4.4.2 Reinforcement shall be provided in the general zone to resist bursting, spalling, and longitudinal edge tension forces induced by anchorage devices, as applicable. Effects of abrupt changes in section and stressing sequence shall be considered

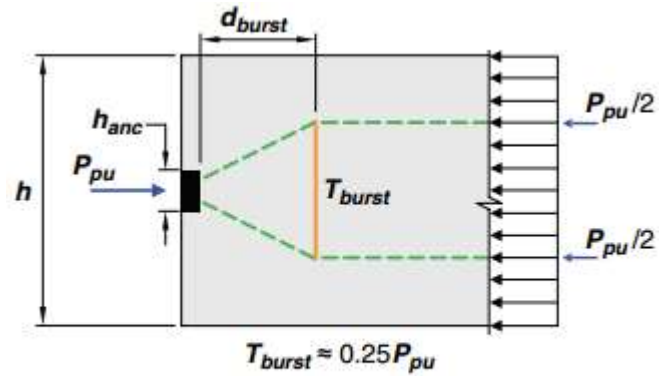
25.9.4.4.2 يجب توفير التسليح في المنطقة العامة لمقاومة الانفجارات والانقسام وقوى شد الحافة الطولية الناجمة عن أجهزة التثبيت، حسب الحاجة للتطبيق. يجب النظر في تأثيرات التغييرات المفاجئة في المقطع وتسلسل الإجهاد

#### R25.9.4.4 Reinforcement limits

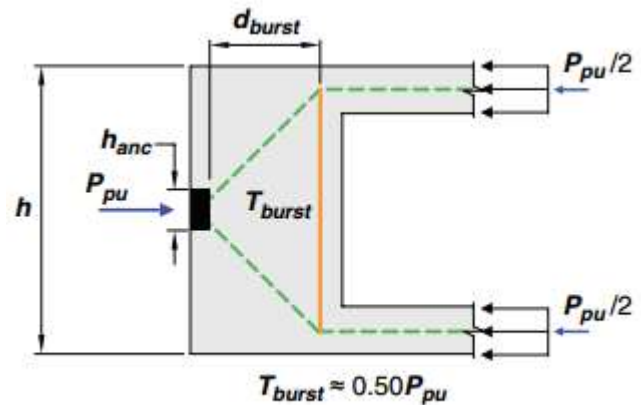
R25.9.4.4 حدود التسليح

R25.9.4.4.2 In some cases, reinforcement requirements cannot be determined until specific tendon and anchorage device layouts are selected. Design and approval responsibilities should be clearly assigned in the construction documents. Abrupt changes in section can cause substantial deviation in force paths. These deviations can greatly increase tensile forces, as shown in Fig. R25.9.4.4.2

R25.9.4.4.2 في بعض الحالات ، لا يمكن تحديد متطلبات التسليح حتى يتم تحديد تخطيطات محددة للكابلات وجهاز التثبيت. يجب تحديد مسؤوليات التصميم والموافقة بوضوح في وثائق البناء. التغييرات المفاجئة في المقطع يمكن أن تسبب انحرافاً كبيراً في مسارات القوة. يمكن لهذه الانحرافات زيادة قوى الشد بشكل كبير ، كما هو موضح في الشكل R.25.9.4.4.2



(a) Rectangular section



(b) Flanged section with end diaphragm

Fig. R25.9.4.4.2—Effect of cross section change.

الشكل - R25.9.4.4.2 تأثير تغير المقطع العرضي.

## CODE

### الكود

**25.9.4.4.3** For anchorage devices located away from the end of the member, bonded reinforcement shall be provided to transfer at least  $0.35P_{pu}$  into the concrete section behind the anchor. Such reinforcement shall be placed symmetrically around the anchorage device and shall be fully developed both behind and ahead of the anchorage device.

**25.9.4.4.3** بالنسبة لأجهزة التثبيت الواقعة بعيداً عن نهاية العنصر، يجب توفير تسليح مترابط لنقل ما لا يقل عن  $0.35P_{pu}$  في المقطع الخرساني خلف التثبيت. يجب وضع هذا التسليح بشكل متماثل حول جهاز التثبيت، ويتم تثبيته بشكل كامل خلف جهاز التثبيت وقبله

**25.9.4.4.4** If tendons are curved in the general zone, bonded reinforcement shall be provided to resist radial and splitting forces, except for monostrand tendons in slabs or where analysis shows reinforcement is not required.

**25.9.4.4.4** إذا كانت الكابلات منحنية في المنطقة العامة، فيجب توفير تسليح مترابط لمقاومة القوى نصف قطرية والانقسام، باستثناء الكابلات أحادية الخيوط في البلاطات أو حيث يظهر التحليل أن التسليح غير مطلوب

**25.9.4.4.5** Reinforcement with a nominal tensile strength equal to 2 percent of the factored prestressing force shall be provided in orthogonal directions parallel to the loaded face of the anchorage zone to limit spalling, except for monostrand tendons in slabs or where analysis shows reinforcement is not required

**25.9.4.4.5.** يتم توفير التسليح ذو مقاومة شد اسمية تعادل 2٪ من قوة الإجهاد المسبق المصعدة في الاتجاهات المتعامدة مع وجه التحميل في منطقة التثبيت للحد من الانقسام، باستثناء الكابلات أحادية الخيوط في البلاطات أو حيث يظهر التحليل التسليح غير مطلوب

## COMMENTARY

### التعليق

**R25.9.4.4.3** Where anchorages are located away from the end of a member, local tensile stresses are generated behind these anchorages (Fig. R25.9.1.1b) due to compatibility of deformations ahead of and behind the anchorages. Bonded tie-back reinforcement parallel to the tendon is required in the immediate vicinity of the anchorage to limit the extent of cracking behind the anchorage. The requirement of  $0.35P_{pu}$  was derived using 25 percent of the unfactored prestressing force being resisted by reinforcement at  $0.6f_y$  considering a load factor of 1.2. Therefore, the full yield strength of the reinforcement,  $f_y$ , should be used in calculating the provided capacity

**R25.9.4.4.3** عندما تكون المثبتات بعيدة عن نهاية العنصر، تنشأ إجهادات شد محلية خلف هذه المثبتات (الشكل R25.9.1.1b) بسبب توافق التشوهات التي تحدث قبل التثبيت وخلفها. مطلوب تسليح شداد خلفي مترابط موازي للكابلات في المنطقة المجاورة مباشرة من تثبيت للحد من تمدد التشقق وراء التثبيت. تم اشتقاق متطلبات  $0.35P_{pu}$  باستخدام 25٪ من قوة الإجهاد المسبق الغير مصعدة التي تم مقاومتها من خلال التسليح عند  $0.6f_y$  مع الأخذ في الاعتبار معامل الحمل 1.2. لذلك، ينبغي استخدام مقاومة الخضوع الكاملة للتسليح،  $f_y$ ، في حساب السعة المتوفرة.

**R25.9.4.4.5** The spalling force for tendons for which the centroid lies within the kern of the section may be estimated as 2 percent of the total factored prestressing force, except for multiple anchorage devices with center-to-center spacing greater than 0.4 times the depth of the section

**R25.9.4.4.5** يمكن تقدير قوة الانقسام في الكابلات التي تقع فيها المركز داخل نواة المقطع على أنها 2 في المائة من مجموع قوة الإجهاد المسبق المصعدة، باستثناء أجهزة التثبيت المتعددة التي تكون التباعد من المركز إلى المركز أكبر من 0.4 مرة. عمق المقطع

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**25.9.4.4.6** For monostrand anchorage devices for 12.7mm. or smaller diameter strands in normalweight concrete slabs, reinforcement satisfying (a) and (b) shall be provided in the general zone, unless a detailed analysis in accordance with 25.9.4.3 shows that this reinforcement is not required:

(a) Two horizontal bars at least No. 13 in size shall be provided parallel to the slab edge. They shall be permitted to be in contact with the front face of the anchorage device and shall be within a distance of  $h/2$  ahead of each device. Those bars shall extend at least 150 mm. either side of the outer edges of each device.

(b) If the center-to-center spacing of anchorage devices is 300mm. or less, the anchorage devices shall be considered as a group. For each group of six or more anchorage devices,  $n + 1$  hairpin bars or closed stirrups at least No. 10 in size shall be provided, where  $n$  is the number of anchorage devices. One hairpin bar or stirrup shall be placed between each anchorage device and one on each side of the group. The hairpin bars or stirrups shall be placed with the legs extending into the slab perpendicular to the edge. The center portion of the hairpin bars or stirrups shall be placed perpendicular to the plane of the slab from  $3h/8$  to  $h/2$  ahead of the anchorage devices. Hairpin bars or stirrups shall be detailed in accordance with 25.7.1.1 and 25.7.1.2.

**25.9.4.4.6** بالنسبة لأجهزة التثبيت أحادية الخيوط 12.7mm أو ذات القطر الأصغر في البلاطات الخرسانية ذات الوزن العادي، يجب توفير التسليح المستوفى (أ) و (ب) في المنطقة العامة، ما لم يكن هناك تحليل مفصل وفقاً لـ 25.9.4.3 يدل على أن هذا التسليح غير مطلوب:

(أ) يتم توفير سيخين أفقية لا يقل رقمها عن رقم 13 في الحجم بالتوازي مع حافة البلاطة. يسمح لهم بالاتصال بالوجه الأمامي لجهاز التثبيت ويجب أن يكونوا على مسافة  $h/2$  قبل كل جهاز. يجب أن تمتد هذه الاسياخ على الأقل 150 mm. أي من جانبي الحواف الخارجية لكل جهاز.

(ب) إذا كانت المسافات بين أجهزة التثبيت من المركز إلى المركز 300mm أو أقل، فإن أجهزة التثبيت تعتبر مجموعة. بالنسبة لكل مجموعة مكونة من ستة أجهزة أو أكثر من أجهزة التثبيت، يجب توفير اسياخ ذات رأس  $n + 1$  أو كانت مغلقة على الأقل بحجم رقم 10، حيث  $n$  هو عدد أجهزة التثبيت. يوضع سيخ ذات رأس واحد أو كانة واحدة بين كل جهاز تثبيت وآخر على كل جانب من المجموعة. يجب وضع اسياخ ذات رأس أو الكانات مع تمديد الساقين إلى بلاطة عمودي على الحافة. يتم وضع الجزء الأوسط من قضبان ديبوس التثبيت أو الكانات بشكل عمودي على سطح البلاطة من  $3h/8$  إلى  $h/2$  قبل أجهزة التثبيت.

يجب تفصيل اسياخ ذات رأس أو الكانات طبقاً للمواصفات 25.7.1.1 و 25.7.1.2.

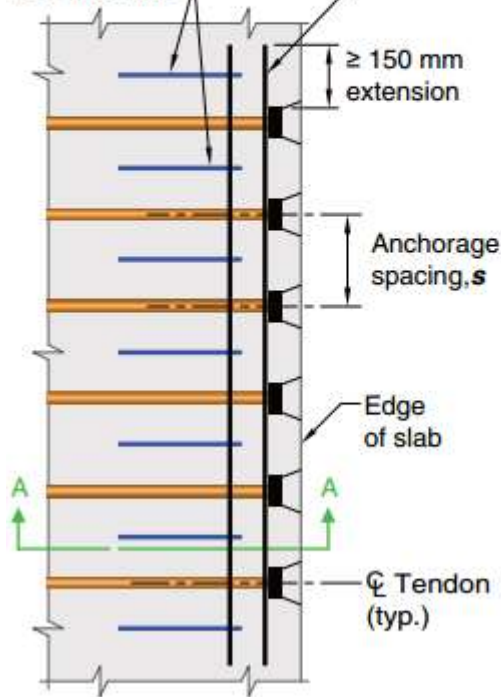
**R25.9.4.4.6** For monostrand slab tendons, the anchorage zone minimum reinforcement requirements are based on the recommendations of Breen et al. (1994) and confirmed based on analysis of other test results by Roberts-Wollmann and Wollmann (2008). Typical details are shown in Fig. R25.9.4.4.6. For slabs not thicker than 200 mm, with groups of anchors requiring hairpins, the bars parallel to the loaded face can satisfy 25.9.4.4.6(a) and also provide anchorage for the hairpin bars. Thicker slabs require two bars for 25.9.4.4.6 (a) and two additional bars to provide anchorage for the hairpins in accordance with 25.7.1.2. The horizontal bars parallel to the edge required by 25.9.4.4.6(a) should be continuous where possible. The tests on which the recommendations of Breen et al. (1994) were based were limited to anchorage devices for 12.7 mm diameter, Grade 1860 strand, and unbonded tendons in normal weight concrete. For larger strand anchorage devices or for use in lightweight concrete slabs, ACI Committee 423 recommends that the amount and spacing of reinforcement should be conservatively adjusted to provide for the larger anchorage force and smaller splitting tensile strength of lightweight concrete (ACI 423.3R). ACI 423.3R and Breen et al. (1994) both recommend that hairpin bars also be furnished for anchorages located within 300 mm of slab corners to resist edge tension forces. The meaning of "ahead of" in 25.9.4.4.6 is illustrated in Fig. R25.9.1.1b. In those cases where multistrand anchorage devices are used for slab tendons, all provisions of 25.9.4 are to be satisfied.

**R25.9.4.4.6** بالنسبة لكابلات البلاطة أحادية الخيوط، تعتمد متطلبات أقل تسليح لمنطة التثبيت على توصيات Breen et al. (1994) وتم تأكيده بناءً على تحليل نتائج الاختبار الأخرى التي أجراها روبرتس وولمان وولمان (2008). تظهر التفاصيل النموذجية في الشكل R25.9.4.4.6 بالنسبة للبلاطات التي لا يزيد سمكها عن 200 مم، مع مجموعات المثبتات التي تتطلب مسامير ذات رأس، يمكن أن تلبى الاسياخ الموازية للوجه المحمل 25.9.4.4.6 (أ) وتوفر أيضاً التثبيت للاسياخ ذات رأس. تتطلب البلاطات السمكية سيخين (أ) و سيخين إضافيين لتوفير تثبيت المسامير ذات رأس وفقاً لـ 25.7.1.2. يجب أن تكون الاسياخ الأفقية الموازية للحافة المطلوبة في 25.9.4.4.6 (أ) مستمرة حيثما أمكن. الاختبارات التي في توصيات Breen et al. (1994) كانت محددة في أجهزة التثبيت بقطر 12.7 مم، خيوط بدرجة 1860، والكابلات الغير مترابطة في الخرسانة ذات الوزن الطبيعي. بالنسبة لأجهزة تثبيت الخيوط الكبيرة أو للاستخدام في البلاطات الخرسانية خفيفة الوزن، توصي لجنة ACI 423 بتعديل مقدار وتباعد التسليح بشكل متحفظ لتوفير قوة التثبيت الأكبر ومقاومة انقسام الشد الأصغر للخرسانة خفيفة الوزن (ACI 423.3R). ACI 423.3R و Breen et al. (1994) يوصي كلاهما أيضاً بتجهيز اسياخ ذات رأس للمثبتات الواقعة ضمن 300 مم من زوايا البلاطة لمقاومة قوى شد الحافة. يوضح معنى R25.9.1.1b معنى "قبل" في 25.9.4.4.6. في الحالات التي يتم فيها استخدام أجهزة التثبيت متعددة الخيوط لكابلات البلاطات، يجب تلبية جميع أحكام 25.9.4.



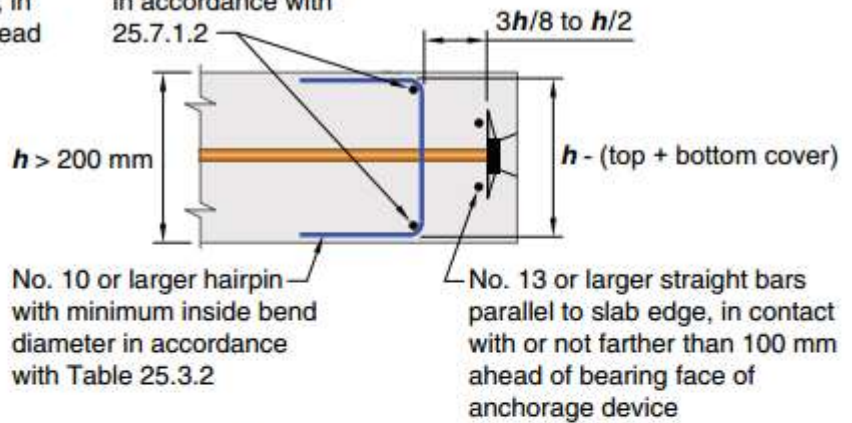
For slabs with  $h > 200$  mm, provide No. 13 or larger straight bars parallel to slab edge, in contact with or not farther than 100 mm ahead of bearing face of anchorage device

No. 10 or larger hairpins required if  $s \leq 300$  mm

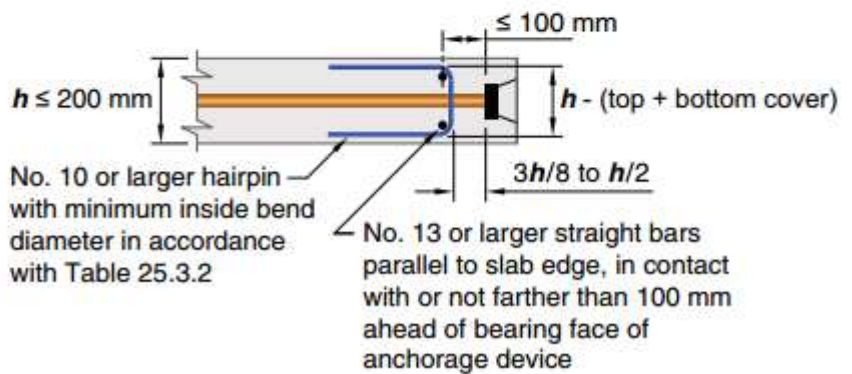


(a) Plan view

Bars to anchor hairpins in accordance with 25.7.1.2



(b) Section A-A for slabs with  $h > 200$  mm



(c) Section A-A for slabs with  $h \leq 200$  mm

**Fig. R25.9.4.4.6**—Anchorage zone reinforcement for groups of 12.7 mm or smaller diameter tendons in slabs (other reinforcement not shown).

الشكل - R25.9.4.4.6 تسليح منطقة التثبيت لمجموعات من الكابلات بقطر 12.7 مم أو أصغر في البلاطات (لم يتم عرض التسليح الاخر).

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

## 25.9.4.5 Limiting stresses in general zones

## R25.9.4.5 Limiting stresses in general zones

## 25.9.4.5 حد الاجهادات في المناطق العامة

## R25.9.4.5 حد الاجهادات في المناطق العامة

**25.9.4.5.1** Maximum design tensile stress in reinforcement at nominal strength shall not exceed the limits in Table 25.9.4.5.1.

**25.9.4.5.1** لا يجب أن يتجاوز الحد الأقصى للاجهاد التصميمي للشد في التسليح عند المقاومة الاسمية الحدود الواردة في الجدول 25.9.4.5.1.

Table 25.9.4.5.1—Maximum design tensile stress in reinforcement

جدول 25.9.4.5.1 - الحد الأقصى من إجهاد الشد التصميمي

Type of reinforcement	Maximum design tensile stress
Nonprestressed reinforcement	$f_y$
Bonded, prestressed reinforcement	$f_{py}$
Unbonded, prestressed reinforcement	$f_{se} + 70$

**25.9.4.5.2** Compressive stress in concrete at nominal strength shall not exceed  $0.7 \lambda f_{ci}$ , where  $\lambda$  is defined in 19.2.4.

**25.9.4.5.2** يجب ألا يتعدى إجهاد الضغط للخرسانة ذات المقاومة الاسمية  $0.7 \lambda f_{ci}$  ، حيث  $\lambda$  يتم تعريفها في 19.2.4.

**25.9.4.5.3** If concrete is confined by spirals or hoops and the effect of confining reinforcement is documented by tests and analysis, it shall be permitted to use an increased value of compressive stress in concrete when calculating the nominal strength of the general zone.

**25.9.4.5.3** إذا كانت الخرسانة محصورة بواسطة الحلزونات أو الأطواق ، وتم توثيق تأثير تسليح الحصر عن طريق الاختبارات والتحليل ، يجب السماح باستخدام قيمة متزايدة لاجهاد الضغط في الخرسانة عند حساب المقاومة الاسمية للمنطقة العامة.

**25.9.4.5.4** Prestressing reinforcement shall not be stressed until compressive strength of concrete, as indicated by tests of cylinders cured in a manner consistent with curing of the member, is at least 17 Mpa for single strand or bar tendons or at least 28 Mpa for multistrand tendons unless 25.9.4.5.5 is satisfied

**25.9.4.5.4** لا يجب التأكيد على تسليح الإجهاد المسبق حتى تصل مقاومة الضغط للخرسانة ، كما يتبين من اختبارات الأسطوانات التي تمت معالجتها بطريقة تتوافق مع معالجة العنصر ، إلى 17 ميغا باسكال على الأقل للخيوط الفردية الأحادية أو سيخ كابلات الشد أو على الأقل 28 ميغا باسكال لكابلات الشد متعددة الخيوط ما لم يكن مستوفي 25.9.4.5.5

**R25.9.4.5.1** The value for nominal tensile strength of bonded prestressing steel is limited to the yield strength of the prestressing steel because Eq. (20.3.2.3.1) may not apply to these nonflexural applications. The value for unbonded prestressing steel is based on 20.3.2.4.1, but limited for these short-length, nonflexural applications.

**R25.9.4.5.1** تقتصر قيمة مقاومة الشد الاسمية للحديد مسبق الإجهاد المترابط على مقاومة الخضوع للحديد مسبق الإجهاد لأن المعادلة (20.3.2.3.1) قد لا تنطبق على هذه التطبيقات الغير انحنائية. تستند قيمة الحديد مسبق الإجهاد الغير مترابط على 20.3.2.4.1 ، ولكنها محدودة لهذه التطبيقات قصيرة المدى الغير انحنائية.

**R25.9.4.5.2** Some inelastic deformation of concrete within general zones is expected because anchorage zone design is based on a strength approach. The inclusion of the  $\lambda$  factor for lightweight concrete reflects its lower tensile strength, which is an indirect factor in limiting compressive stresses, as well as the wide scatter and brittleness exhibited in some lightweight concrete anchorage zone tests.

**R25.9.4.5.2** من المتوقع حدوث بعض التشوه الغير مرن في الخرسانة داخل المناطق العامة لأن تصميم منطقة التثبيت يستند إلى نهج المقاومة. ويعكس إدراج المعامل  $\lambda$  للخرسانة خفيفة الوزن مقاومتها للشد المنخفض ، وهو معامل غير مباشر في الحد من اجهادات الضغط ، بالإضافة إلى الانتشار الواسع والهش المعروف في بعض اختبارات منطقة تثبيت الخرسانة خفيفة الوزن.

**R25.9.4.5.3** For well-confined concrete, the effective compressive strength may be increased (Breen et al. 1994). Test results given in Breen et al. (1994) indicate that the compressive stress introduced by auxiliary prestressing applied perpendicular to the axis of the main tendons can be effective in increasing anchorage zone strength.

**R25.9.4.5.3** بالنسبة للخرسانة المحصورة جيداً ، يمكن زيادة مقاومة الضغط الفعالة (Breen et al. 1994). نتائج الاختبارات الواردة في Breen et al (1994) تشير إلى أن اجهادات الضغط الذي يقدمه الاجهاد المسبق المساعد المطبق عمودياً على محور كابلات الشد الرئيسية يمكن أن يكون فعالاً في زيادة مقاومة منطقة التثبيت.

**R25.9.4.5.4** To limit early shrinkage cracking, monostrand tendons are sometimes stressed at concrete strengths less than 17 Mpa. In such cases, either oversized monostrand anchorages are used, or the strands are stressed in stages, often to levels one-third to one-half of the final prestressing force as permitted by 25.9.4.5.5.

**R25.9.4.5.4** للحد من تشقق الانكماش المبكر ، يتم في بعض الأحيان الاجهاد على كابلات الشد أحادية الخيوط عند مقاومة الخرسانة أقل من 17 ميغا باسكال. في مثل هذه الحالات ، يتم استخدام مثبتات أحادية الخيوط كبيرة الحجم ، أو يتم الاجهاد على الخيوط في مراحل ، في كثير من الأحيان إلى مستويات الثلث إلى النصف من قوة الإجهاد المسبق النهائي كما هو مسموح به في 25.9.4.5.5.



25.9.4.5.5 Provisions of 25.9.4.5.4 need not be satisfied if (a) or (b) is satisfied:

- (a) Oversized anchorage devices are used to compensate for a lower concrete compressive strength
- (b) Prestressing reinforcement is stressed to no more than 50 percent of the final prestressing force

25.9.4.5.5 يجب عدم استيفاء الأحكام الواردة في 25.9.4.5.4 إذا تم استيفاء (أ) أو (ب):  
(أ) تستخدم أجهزة تثبيت كبيرة الحجم للتعويض عن مقاومة ضغط منخفضة للخرسانة  
(ب) يتم التأكيد على تسليح الإجهاد المسبق إلى ما لا يزيد عن 50 في المئة من قوة الإجهاد المسبق النهائي

#### 25.9.5 Reinforcement detailing

##### 25.9.5 تفاصيل التسليح

25.9.5.1 Selection of reinforcement size, spacing, cover, and other details for anchorage zones shall make allowances for tolerances on fabrication and placement of reinforcement; for the size of aggregate; and for adequate placement and consolidation of the concrete.

25.9.5.1 اختيار حجم التسليح والتباعد والغطاء والتفاصيل الأخرى لمناطق التثبيت يجب أن يوفر بدائل للفتاوتات في التصنيع ووضع التسليح ؛ لحجم الركام. والوضع المناسب وتصلب الخرسانة.

**CHAPTER 26—CONSTRUCTION DOCUMENTS AND INSPECTION**

**R26—CONSTRUCTION DOCUMENTS AND INSPECTION**

**الفصل 26 - وثائق التشييد والإشراف**

**R26 - وثائق التشييد والإشراف**

26.1—Scope

R26.1—Scope

26.1 المجال

This chapter establishes the minimum requirements for information that must be included in the construction documents as applicable to the project. The requirements include information developed in the structural design that must be conveyed to the contractor, provisions directing the contractor on required quality, and inspection requirements to verify compliance with the construction documents. In previous editions of the Code through 2011, these provisions were located throughout the document. Starting with the 2014 edition, with the exception of Chapter 17, all provisions relating to construction have been gathered into this chapter for use by the licensed design professional. Construction- and inspection-related provisions associated with anchors are in **Chapter 17** and are called out within Sections 26.7 and 26.13, as appropriate. This chapter is directed to the licensed design professional responsible for incorporating project requirements into the construction documents. The construction documents should contain all of the necessary design and construction requirements for the contractor to achieve compliance with the Code. It is not intended that the Contractor will need to read and interpret the Code. A general reference in the construction documents requiring compliance with this Code is to be avoided because the contractor is rarely in a position to accept responsibility for design details or construction requirements that depend on detailed knowledge of the design. References to specific Code provisions should be avoided as well because it is the intention of the Code that all necessary provisions be included in the construction documents. For example, references to specific provisions within Chapter 26 are expected to be replaced with the appropriate references within the project construction documents. Reference to ACI and ASTM standards as well as to other documents is expected. This chapter includes provisions for some of the information that is to be in the construction documents. This chapter is not intended as an all-inclusive list; additional items may be applicable to the Work or required by the building official. **ACI 301** is a reference construction specification that is written to be consistent with the requirements of this Code.

## R26.1 المجال

يحدد هذا الفصل الحد الأدنى من متطلبات المعلومات التي يجب تضمينها في وثائق الإنشاء حسب ما ينطبق على المشروع. وتشمل المتطلبات المعلومات التي تم تثبيتها في التصميم الإنشائي والتي يجب نقلها إلى المقاول، والأحكام التي توجه المقاول بشأن الجودة المطلوبة، ومتطلبات الإشراف للتحقق من الامتثال لمستندات البناء. في الإصدارات السابقة من الكود حتى عام 2011، كانت هذه الأحكام موجودة في جميع أنحاء الوثيقة. بدءاً من طبعة 2014، باستثناء الفصل 17، تم جمع الأحكام المتعلقة بالبناء في هذا الفصل لاستخدامها من قبل محترف التصميم المرخص. ترد الأحكام المتعلقة بالتشييد والإشراف المرتبط بالمسامير في الفصل 17 وتدرج في القسمين 26.7 و 26.13، حسب الحاجة للتطبيق. هذا الفصل موجه إلى محترف التصميم المرخص المسؤول عن دمج متطلبات المشروع في وثائق البناء. يجب أن تحتوي مستندات التشييد على جميع متطلبات التصميم والبناء اللازمة للمقاول لتحقيق الامتثال للكود. ليس المقصود من المقاول أن يحتاج إلى قراءة وتفسير الكود. يجب تجنب المرجع العام في وثائق الإنشاء التي تتطلب الالتزام بهذا الكود لأن المقاول نادراً ما يكون في وضع يسمح له بقبول المسؤولية عن تفاصيل التصميم أو متطلبات البناء التي تعتمد على المعرفة التفصيلية للتصميم. يجب تجنب المرجعيات إلى أحكام محددة في الكود لأن نية الكود هي تضمين جميع الأحكام الضرورية في وثائق البناء. على سبيل المثال، من المتوقع استبدال المرجعيات إلى أحكام محددة في الفصل 26 بالمراجع المناسبة في وثائق بناء المشروع. من المتوقع الرجوع إلى معايير ACI و ASTM بالإضافة إلى وثائق أخرى. يتضمن هذا الفصل أحكاماً لبعض المعلومات التي يجب أن تكون في وثائق الإنشاء. ليس المقصود هذا الفصل كقائمة شاملة؛ قد تكون عناصر إضافية قابلة للتطبيق على العمل أو المطلوبة من قبل مسؤول البناء. **ACI 301** عبارة عن مواصفات مرجعية للبناء تتم كتابتها لتكون متوافقة مع متطلبات هذا الكود.

Chapter 26 is organized as shown below:

الفصل 26 منظم كما هو مبين أدناه:

Section	Coverage
26.1	Scope
26.2	Design criteria
26.3	Member information
26.4	Concrete materials and mixture requirements
26.5	Concrete production and construction
26.6	Reinforcement materials and construction requirements
26.7	Anchoring to concrete
26.8	Embedments
26.9	Additional requirements for precast concrete
26.10	Additional requirements for prestressed concrete
26.11	Formwork
26.12	Evaluation and acceptance of hardened concrete
	Inspection

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

26.1.1 This chapter addresses (a) through (c):

(a) Design information that the licensed design professional shall specify in the construction documents, if applicable.

(b) Compliance requirements that the licensed design professional shall specify in the construction documents, if applicable.

**26.1.1 يتناول هذا الفصل (أ) إلى (ج):**

**(أ) المعلومات التصميمية التي يحددها محترف التصميم المرخص في وثائق التشييد ، إن وجدت.**

**(ب) شروط الامتثال التي يحددها محترف التصميم المرخص في وثائق التشييد ، إن وجدت.**

**R26.1.1(a) and (b)** Except for the inspection requirements of 26.13, the provisions of this chapter are organized by design information and compliance requirements. Design information is project specific and developed during the structural design. It describes the basis of the design or provides information regarding the construction of the Work. Only design information that is applicable to the Work need be provided. Compliance requirements are general provisions that provide a minimum acceptable level of quality for construction of the Work. It is not the intent of the Code to require the licensed design professional to incorporate verbatim the compliance requirements into the construction documents. Some of these requirements may not be applicable to a specific project. Construction documents that incorporate the minimum applicable compliance requirements of this chapter are considered to comply with the Code, even if the requirements are stated differently, exceed these minimum requirements, or provide more detail.

**R26.1.1 (أ) و (ب)** باستثناء متطلبات الإشراف 26.13 ، يتم تنظيم أحكام هذا الفصل من خلال المعلومات التصميمية ومتطلبات الامتثال. المعلومات التصميمية هو مشروع محدد وتطويرها خلال التصميم الإنشائي. فهو يصف أساس التصميم أو يوفر معلومات تتعلق ببناء العمل. يتم توفير المعلومات التصميمية التي تنطبق على العمل فقط. متطلبات الامتثال هي أحكام عامة توفر أدنى مستوى مقبول من الجودة لبناء العمل. وليس الغرض من الكود هو أن يتطلب من محترف التصميم المرخص أن يدرج حرفياً متطلبات الامتثال في مستندات الإنشاء. قد لا تنطبق بعض هذه المتطلبات على مشروع معين. تعتبر مستندات الإنشاء التي تتضمن الحد الأدنى لمتطلبات الامتثال المعمول بها في هذا الفصل متوافقة مع الكود، حتى إذا تم تحديد المتطلبات بشكل مختلف أو تجاوز الحد الأدنى من المتطلبات أو تقديم مزيد من التفاصيل.

(c) Inspection requirements that the licensed design professional shall specify in the construction documents, if applicable.

**(ج) متطلبات الإشراف التي يحددها محترف التصميم المرخص في وثائق التشييد ، إن وجدت.**

**R26.1.1(c)** Section 26.13 provides inspection provisions to be used in the absence of general building code inspection provisions. These inspection requirements are intended to provide verification that the Work complies with the construction documents. The inspection requirements of the governing jurisdiction or the general building code take precedence over those included in this chapter. Refer to 26.13.1. **ACI 311.4R** provides guidance for inspection of concrete construction, and **ACI 311.6** is a reference specification for testing services for ready mixed concrete.

**R26.1.1(c)** ينص القسم 26.13 على أحكام الإشراف الواجب استخدامها في حالة عدم وجود أحكام عامة للإشراف في كود البناء. الغرض من متطلبات الإشراف هذه هو توفير التحقق من أن العمل يتوافق مع مستندات البناء. تأخذ متطلبات الإشراف الخاصة بالاختصاص القضائي أو كود البناء العام الأسبقية على تلك المدرجة في هذا الفصل. ارجع إلى 26.13.1. يوفر **ACI 311.4R** إرشادات الإشراف على البناء الخرساني، و **ACI 311.6** هو عبارة عن مواصفات مرجعية لخدمات اختبار الخلطات الخرسانية الجاهزة.

## 26.2—Design criteria

### 26.2 معايير تصميمية

#### 26.2.1 Design information:

- (a) Name and year of issue of the Code, general building code, and any supplements governing design.  
(b) Loads used in design.

#### 26.2.1 معلومات تصميمية:

- (أ) اسم وسنة إصدار الكود وكود البناء العام وأية إضافات تحكم التصميم.  
(ب) الأحمال المستخدمة في التصميم.

- (c) Design work delegated to the contractor including applicable design criteria.

- (ج) الأعمال التصميمية الموكلة إلى المقاول بما في ذلك المعايير التصميمية المعمول بها.

#### 26.2.2 Compliance requirements:

- (a) Design work delegated to the contractor shall be performed by a specialty engineer.  
(b) The contractor's specialty engineer, relying on the documents identifying the portion of design work assigned, shall produce design work that is compatible with the construction documents and the design criteria provided by the licensed design professional in charge of the design work.  
(c) The contractor shall submit necessary information to the licensed design professional to confirm that the specialty engineer complied with the documents identifying the portion of the design work assigned.

#### 26.2.2 متطلبات الامتثال:

- (أ) يقوم مهندس متخصص بالأعمال التصميمية المفوضة للمقاول.  
(ب) يجب على المهندس المتخصص للمقاول ، بالاعتماد على المستندات التي تحدد جزء عمل التصميم المعين ، أن ينتج أعمال تصميمية تتوافق مع وثائق البناء والمعايير التصميمية التي يوفرها محترف التصميم المرخص المسؤول عن الأعمال التصميمية.  
(ج) يجب على المقاول تقديم المعلومات اللازمة لمحترف التصميم المرخص للتأكد على امتثال المهندس المتخصص للمستندات التي تحدد جزء عمل التصميم المعين.

## R26.2—Design criteria

### R26.2 - معايير تصميمية

R26.2.1(a) and (b) Reference to the applicable version of the documents that govern the design including essential loading information, such as gravity and lateral loading, is to be included in the construction documents.

R26.2.1 (أ) و (ب) يجب إدراج المرجعية إلى النسخة المطبقة من الوثائق التي تحكم التصميم بما في ذلك معلومات التحميل الأساسية ، مثل التحميل الرأسي والجانبى، في مستندات الإنشاء.

R26.2.1(c) Examples of design criteria include dimensions, loads, and other assumptions used during design that may affect the delegated portion of the Work.

(R26.2.1 ج) تتضمن أمثلة المعايير التصميمية الأبعاد والأحمال والافتراضات الأخرى المستخدمة أثناء التصميم والتي قد تؤثر على الجزء المفوض من العمل.

## 26.3—Member information

### 26.3 - معلومات العنصر

#### 26.3.1 Design information:

##### 26.3.1 معلومات تصميمية:

(a) Member size, location, and related tolerances.

(أ) حجم العنصر ومكانه والتفاوتات المتعلقة به.

(b) Members to be constructed using shotcrete.

(c) Identify structural members for which modulus of elasticity testing of concrete mixtures is required.

(ب) يتم إنشاء العناصر باستخدام الخرسانة المرشوشة.  
(ج) تحديد العناصر الإنشائية التي تتطلب اختبار معامل المرونة للخلطات الخرسانية.

#### 26.3.2 Compliance requirements:

(a) Use of shotcrete for structural members not identified in the construction documents as required to be placed by shotcrete shall be permitted in accordance with the project contract documents.

##### 26.3.2 متطلبات الامتثال:

(أ) يسمح باستخدام الخرسانة المرشوشة للعناصر الإنشائية الغير محددة في وثائق البناء على النحو المطلوب وضعها بواسطة الخرسانة المرشوشة وفقاً لوثائق عقد المشروع.

## 26.4—Concrete materials and mixture requirements

### 26.4 - المواد الخرسانية ومتطلبات الخلط

#### 26.4.1 Concrete materials

##### 26.4.1.1 Cementitious materials

##### 26.4.1 مواد خرسانية

##### 26.4.1.1 المواد الأسمنتية

#### 26.4.1.1.1 Compliance requirements:

(a) Cementitious materials shall conform to the specifications in Table 26.4.1.1.1(a).

##### 26.4.1.1.1 متطلبات الامتثال:

(أ) يجب أن تتوافق المواد الأسمنتية مع المواصفات الواردة في جدول 26.4.1.1.1 (أ).

## R26.3—Member information

### R26.3 - معلومات العنصر

R26.3.1(a) Construction tolerances for member size and location can be incorporated in construction documents by reference to **ACI 117** for cast-in-place construction or to **ACI ITG-7** for precast construction. Specific project tolerances that are more restrictive or that are not covered in these references should also be included in the construction documents.

R26.3.1(a) يمكن إدراج تفاوتات البناء بالنسبة لحجم العنصر وموقعه في وثائق التشييد بالرجوع إلى **ACI 117** للبناء المصبوب في الموقع أو إلى **ACI ITG-7** من أجل البناء مسبق الصب. يجب أيضاً إدخال تفاوتات المشروع المحددة الأكثر تقييداً أو التي لم يتم تناولها في هذه المراجع في مستندات الإنشاء.

R26.3.2(a) If the contractor submits a request to use shotcrete for portions of the structure, the licensed design professional should make the contractor aware that the proposal must take into consideration provisions in governing shotcrete listed in **R4.2.1.1**.

(R26.3.2) إذا قدم المقاول طلباً لاستخدام الخرسانة المرشوشة لأجزاء من المنشأ، فيجب على محترف التصميم المرخص أن يعلم المقاول أن الاقتراح يجب أن يأخذ في الاعتبار الأحكام في إدارة الخرسانة المرشوشة المدرجة في **R4.2.1.1**.

## R26.4—Concrete materials and mixture requirements

### R26.4 - المواد الخرسانية ومتطلبات الخلط

#### R26.4.1 Concrete materials

##### R26.4.1.1 Cementitious materials

##### R26.4.1 مواد خرسانية

##### R26.4.1.1 المواد الإسمنتية



Table 26.4.1.1.1(a)—Specifications for cementitious materials

الجدول 26.4.1.1.1 (أ) - مواصفات المواد الإسمنتية

Cementitious material	Specificatio
Portland cement	ASTM C150
Blended hydraulic cements	ASTM C595, excluding Type IS ( $\geq 70$ ) and Type IT ( $S \geq 70$ )
Expansive hydraulic cement	ASTM C845
Hydraulic cement	ASTM C1157
Fly ash and natural pozzolan	ASTM C618
Slag cement	ASTM C989
Silica fume	ASTM C1240

(b) Alternative cements shall be permitted if approved by the licensed design professional and the building official. Approval shall be based upon test data documenting that the proposed concrete mixture made with the alternative cement meets the performance requirements for the application including structural, fire, and durability.

(ب) يسمح بالإسمنت البديل إذا وافق عليه محترف التصميم المرخص ومسؤول البناء. يجب أن تعتمد الموافقة على بيانات الاختبار التي توثق أن الخلطات الخرسانية المقترحة المصنوعة من الأسمنت البديل في متطلبات الأداء للتطبيق بما في ذلك المنشأ والحريق والمتانة.

**R26.4.1.1.1(b)** Provisions for strength and durability in Chapter 19 and many requirements in Chapter 26 are based on test data and experience using concretes made with cementitious materials meeting the specifications in Table 26.4.1.1.1(a). Some alternative cements may not be suitable for use in structural concrete covered by this Code. Therefore, requirements are included for evaluating the suitability of alternative cements. Recommendations for concrete properties to be evaluated are discussed in Becker et al. (2019), ITG-10R, and ITG-10.1R. In addition to test data, documentation of prior successful use of the proposed alternative cement in structural concrete for conditions with essentially equivalent performance requirements as those of the project can be helpful to the licensed design professional determining whether to allow use of the material. As with all new technologies, a project owner should.

(R26.4.1.1.1ب) تستند أحكام المقاومة والمتانة في الفصل 19 والعديد من المتطلبات في الفصل 26 إلى بيانات الاختبار والخبرة باستخدام الخرسانة المصنوعة من مواد أسمنتية تفي بالمواصفات الواردة في الجدول 26.4.1.1.1 (أ). قد لا تكون بعض المواد الأسمنتية البديلة مناسبة للاستخدام في الخرسانة الإنشائية التي يغطيها هذا الكود. لذلك، يتم تضمين المتطلبات لتقييم مدى ملاءمة الأسمنت البديل. توصيت لخصائص الخرسانة ليتم تقييمها تمت مناقشتها في Becker et al. (2019) و ITG-10R و ITG-10.1R بالإضافة إلى بيانات الاختبار، فإن توثيق الاستخدام الناجح المسبق للأسمنت البديل المقترح في الخرسانة الإنشائية للظروف ذات متطلبات الأداء المكافئة بشكل أساسي مثل متطلبات المشروع يمكن أن يساعد محترف التصميم المرخص تحديد ما إذا كان سيسمح باستخدام المواد. كما هو الحال مع جميع التقنيات الجديدة، يجب على صاحب المشروع.

26.4.1.2 Aggregates

26.4.1.2 الركام

26.4.1.2.1 Compliance requirements:

- (a) Aggregates shall conform to (1) or (2):  
(1) Normal weight aggregate: **ASTM C33**.  
(2) Lightweight aggregate: **ASTM C330**.

26.4.1.2.1 متطلبات الامتثال:

- (أ) يجب أن تتوافق الركام مع (1) أو (2):  
(1) الركام ذو الوزن الطبيعي. **ASTM C33** :  
(2) الركام ذو الوزن الخفيف. **ASTM C330** :

(b) Aggregates not conforming to ASTM C33 or ASTM C330 are permitted if they have been shown by test or actual service to produce concrete of adequate strength and durability and are approved by the building official.

(ب) يسمح بالركام الغير مطابق للمواصفة ASTM C33 أو ASTM C330 إذا كان قد تم إظهاره عن طريق الاختبار أو الخدمة الفعلية لإنتاج الخرسانة ذات القوة والمتانة الكافيين ويتم الموافقة عليها من قبل مسؤول البناء.

(c) Crushed hydraulic-cement concrete or recycled aggregate shall be permitted if approved by the licensed design professional and the building official based on documentation that demonstrates compliance with (1) and (2).

(1) Concrete incorporating the specific aggregate proposed for the Work has been demonstrated to provide the mechanical properties and durability required in structural design.

(2) A testing program to verify aggregate consistency and a quality control program to achieve consistency of properties of the concrete are conducted throughout the duration of the project.

(ج) يُسمح بالخرسانة الأسمنتية ذات التكسير الهيدروليكي أو الركام المعاد تدويره إذا وافق عليه محترف التصميم المرخص ومسؤول البناء بناءً على الوثائق التي تثبت الامتثال للفقرتين (1) و (2). تم إثبات أن الخرسانة التي تحتوي على الركام المحدد المقترح للعمل توفر الخواص الميكانيكية والمتانة المطلوبة في التصميم الإنشائي. (2) يتم تنفيذ برنامج اختبار للتحقق من توافق الركام وبرنامج مراقبة الجودة لتحقيق التوافق في خصائص الخرسانة طوال مدة المشروع.

(d) For shotcrete, the aggregate gradation shall conform to **ASTM C1436**.

(د) بالنسبة للخرسانة ، يجب أن يتوافق تدرج الركام مع المواصفة **ASTM C1436**.

R26.4.1.2 Aggregates

R26.4.1.2 الركام

R26.4.1.2.1(b) Aggregates conforming to ASTM specifications are not always economically available and, in some instances, materials that do not conform to **ASTM C33** or **C330** may have a documented history of satisfactory performance under similar exposure. Such nonconforming materials are permitted if acceptable evidence of satisfactory performance is provided. Generally, aggregates conforming to the designated specifications should be used.

R26.4.1.2.1 (ب) لا يكون الركام المطابق للمواصفات ASTM دائماً متاحاً اقتصادياً ، وفي بعض الحالات ، قد تحتوي المواد الغير مطابقة للمواصفة **ASTM C33** أو **C330** على سجل موثق للأداء المرضي تحت التعرض لظروف مشابهة. يُسمح بمثل هذه المواد الغير مطابقة في حالة تقديم دليل مقبول على الأداء المرضي بشكل عام ، يجب استخدام الركام المطابق للمواصفات التصميمية.

R26.4.1.2.1(c) This Code requires that concrete made with crushed hydraulic-cement concrete or recycled aggregate be specifically approved for use in a particular project. Properties of fresh and hardened concrete made with these aggregates are influenced by the nature, quality, and variability of the source concrete that is crushed to produce aggregate; nature and variability of the waste-stream from which recycled aggregate is extracted; and the grading, proportions, and uniformity of the resulting aggregate. ASTM C33 notes that use of such aggregates “may require some additional precautions.” These precautions include that any such aggregates meet the durability requirements of ASTM C33 and that the proposed concrete mixture meets the durability requirements of the Exposure Classes assigned for the Work. Areas of special concern include evidence of alkali-silica reactivity, chloride content, and sulfate content of concrete. Additionally, properties of concrete made with crushed hydraulic-cement concrete or recycled aggregate can be significantly more variable than those of comparable concretes made with conventional normal weight aggregates. (Bezaerra Cabral et al. 2010). This Code requires explicit documentation to verify that concrete made with crushed hydraulic-cement concrete or recycled aggregate can consistently provide the mechanical properties and durability required in design. Such properties may have been calculated or assumed in the design process, but may not have been specified in contract documents. Specific criteria for approval of concrete made with recycled aggregates including crushed hydraulic-cement concrete are expected to be unique to each project and set of exposure conditions. The project-specific test program and acceptance criteria should be established by the licensed design professional. **ACI 555R** provides information on issues that should be considered in verifying required performance.

( R26.4.1.2.1ج) يتطلب هذا الكود اعتماد الخرسانة المصنوعة من الخرسانة الإسمنتية المسحوق هيدروليكيًا أو الركام المعاد تدويره خصيصًا للاستخدام في مشروع معين. تتأثر خواص الخرسانة الطازجة والمتصلبة المصنوعة من هذا الركام بطبيعة وجودة وتوفر مصدر الخرسانة المسحوقة هيدروليكيًا لإنتاج الركام. طبيعة وتنوع مجرى فتات الصخور الذي يستخرج منه الركام المعاد تدويره ؛ وتدرج ونسب وتوحيد الركام الناتج. يلاحظ ASTM C33 أن استخدام مثل هذا الركام "قد يتطلب بعض الاحتياطات الإضافية". تتضمن هذه الاحتياطات أن أي من هذا الركام يلبي متطلبات المتانة لـ ASTM C33 وأن الخلطة الخرسانية المقترحة تلبى متطلبات المتانة لفئات التعرض المخصصة للعمل. تشمل المجالات التي تثير القلق بشكل خاص أدلة على تفاعل السليكا القلوي ، ومحتوى الكلوريد ، ومحتوى الكبريتات في الخرسانة. بالإضافة إلى ذلك ، يمكن أن تكون خصائص الخرسانة المصنوعة من الخرسانة الأسمنتية المسحوقة هيدروليكيًا أو الركام المعاد تدويره أكثر تغيرًا بشكل كبير من تلك الخاصة بالخرسانة المماثلة المصنوعة من الركام التقليدي ذات الوزن الطبيعي . (Bezaerra Cabral وآخرون 2010). يتطلب هذا الكود توثيقًا صريحًا للتحقق من أن الخرسانة المصنوعة من الخرسانة الأسمنتية المسحوقة هيدروليكيًا أو الركام المعاد تدويره يمكن أن توفر باستمرار الخواص الميكانيكية والمتانة المطلوبة في التصميم. قد تكون هذه الخصائص قد تم حسابها أو افتراضها في عملية التصميم ، ولكن ربما لم يتم تحديدها في وثائق العقد. من المتوقع أن تكون المعايير المحددة للموافقة على الخرسانة المصنوعة من الركام المعاد تدويره بما في ذلك الخرسانة الأسمنتية المسحوقة هيدروليكيًا فريدة لكل مشروع ومجموعة من حالات التعرض. يجب وضع برنامج الاختبار ومعايير القبول الخاصة بالمشروع من قبل محترف التصميم المرخص. يوفر ACI 555R معلومات حول المشكلات التي يجب مراعاتها عند التحقق من الأداء المطلوب.

### 26.4.1.3 Mineral fillers

#### 26.4.1.3.1 Compliance requirements:

(a) Mineral fillers shall confirm to **ASTM C1797**.

#### 26.4.1.3 الحشوات المعدنية

##### 26.4.1.3.1 متطلبات الامتثال:

(أ) يجب أن تتوافق الحشوات المعدنية للمواصفة ASTM C1797.

### R26.4.1.3 Mineral fillers

**R26.4.1.3.1(a)** Mineral fillers are finely ground products derived from aggregate that can be used in self-consolidating concrete or in any concrete mixture to improve the properties of fresh and hardened concrete by optimizing particle packing. **ASTM C1797** defines Types A and B mineral fillers derived from carbonate aggregate and Type C mineral fillers derived from quarried stone of any mineralogy. Refer to 26.4.2 for restrictions to use of carbonate-based mineral filler in concrete exposed to sulfates.

#### R26.4.1.3 الحشوات المعدنية

( R26.4.1.3.1أ) الحشوات المعدنية هي منتجات أرضية ناعمة مشتقة من الركام يمكن استخدامها في الخرسانة ذاتية التصلب أو في أي خلطة خرسانية لتحسين خواص الخرسانة الطازجة والمتصلبة عن طريق تحسين تعبئة الجسيمات. تحدد المواصفة ASTM C1797 النوعين A و B من الحشوات المعدنية المشتقة من ركام الكربونات والحشوات المعدنية من النوع C المشتقة من الحجر المستخرج لأي معادن. راجع 26.4.2 للتعرف على القيود المفروضة على استخدام الحشو المعدني المعتمد على الكربونات في الخرسانة المعرضة للكبريتات.

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

26.4.1.4 Water

26.4.1.4 المياه

26.4.1.4.1 Compliance requirements:

(a) Mixing water shall conform to **ASTM C1602**. 26.4.1.4 Water

26.4.1.4.1 متطلبات الامتثال:

(أ) يجب أن يتوافق ماء الخلطة مع **ASTM C1602**. 26.4.1.4

R26.4.1.4 Water

R26.4.1.4 المياه

**R26.4.1.4.1** Almost any natural water that is potable and has no pronounced taste or odor is satisfactory as mixing water for making concrete. Excessive impurities in mixing water may affect setting time, concrete strength, and volume stability, and may also cause efflorescence or corrosion of reinforcement. **ASTM C1602** allows the use of potable water without testing and includes methods for qualifying nonportable sources of water, such as from concrete production operations, with consideration of effects on setting time and strength. Testing frequencies are established to ensure continued monitoring of water quality. ASTM C1602 includes optional limits for chlorides, sulfates, alkalis, and solids in mixing water that can be invoked if appropriate.

**R26.4.1.4.1** تقريباً أي مياه طبيعية صالحة للشرب وليس لها طعم أو رائحة واضحة مرضية لخلط الماء لصنع الخرسانة. قد تؤثر الشوائب الزائدة في ماء الخلط على وقت الإعداد، ومقاومة الخرسانة، واستقرار الحجم، وقد تتسبب أيضاً في تآكل الخرسانة أو تآكل التسليح. تسمح **ASTM C1602M** باستخدام مياه الشرب دون اختبار وتتضمن طرائق لتأهيل مصادر المياه الغير صالحة، مثل عمليات إنتاج الخرسانة، مع مراعاة التأثيرات على تحديد الوقت والمقاومة. يتم إنشاء اختبارات متكررة لضمان المراقبة المستمرة لجودة المياه. تشمل **ASTM C1602M** على حدود اختيارية للكوريد والكبريت والفلويات والمواد الصلبة في مياه الخلط التي يمكن الاحتجاج بها إذا كان ذلك مناسباً.

26.4.1.5 Admixtures

26.4.1.5 الخلطات

26.4.1.5.1 Compliance requirements

(a) Admixtures shall conform to (1) through (4):

(1) Water reduction and setting time modification: **ASTM C494M**.

(2) Producing flowing concrete: **ASTM C1017M**.

(3) Air entrainment: **ASTM C260M**.

(4) Inhibiting chloride induced corrosion: **ASTM C1582M**.

(b) Admixtures that do not conform to the specifications in 26.4.1.5.1(a) shall be subject to prior review by the licensed design professional.

26.4.1.5.1 متطلبات الامتثال:

(أ) يجب أن تتوافق الخلطات من (1) إلى (4):

(1) تعديل وقت وضع وتقليل المياه. **ASTM C494M** :

(2) إنتاج الخرسانة المتدفقة. **ASTM C1017M** :

(3) تفريغ الهواء. **ASTM C260M** :

(4) تثبيط التآكل الناجم عن كلوريد. **ASTM C1582M** :

(ب) الخلطات الغير مطابقة للمواصفات الواردة في البند 26.4.1.5.1 (أ) تخضع لمراجعة مسبقة من قبل محترف التصميم المرخص .

R26.4.1.5 Admixtures

R26.4.1.5 الخلطات

**R26.4.1.5.1(a)** **ASTM C494M** includes Type S—specific performance admixtures—that can be specified if performance characteristics not listed in 26.4.1.5.1(a) are desired, such as viscosity-modifying admixtures. The basic requirement for a Type S admixture is that it will not have adverse effects on the properties of concrete when tested in accordance with ASTM C494M. Meeting the requirements of Type S does not ensure that the admixture will perform its described function. The manufacturer of an admixture presented as conforming to Type S should also be required to provide data that the product will meet the performance claimed.

**R26.4.1.5.1 (أ) تشمل **ASTM C494M** على إضافات أداء محددة من النوع S ، والتي يمكن تحديدها إذا كانت خصائص الأداء الغير مدرجة في البند 26.4.1.5.1 (a) مطلوبة ، مثل إضافات تعديل اللزوجة. الشرط الأساسي للخلطة النوع S هو أنه لن يكون له تأثيرات ضارة على خواص الخرسانة عند اختباره طبقاً للمواصفة **ASTM C494M**. إن تلبية متطلبات النوع S لا يضمن أن الخلطة سوف يؤدي وظيفته الموصوفة. يجب أيضاً أن يكون مُصنّع الخلطة الموجودة وفقاً لما هو مطابق للنوع S مطلوباً لتوفير بيانات تفيد بأن المنتج سيحقق الأداء المطلوب به.**

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

(c) Admixtures used in concrete containing expansive cements conforming to **ASTM C845** shall be compatible with the cement and produce no deleterious effects.

(ج) يجب أن تكون الخلطات المستخدمة في الخرسانة المحتوية على أسمنت مطابقة لـ **ASTM C845** متوافقة مع الأسمنت ولا تنتج أي تأثيرات ضارة.

(d) Admixtures used in shotcrete shall conform to **ASTM C1141**.

(د) يجب أن تكون الخلطات المستخدمة في الخرسانة المرشوشة مطابقة للمواصفة **ASTM C1141**.

### 26.4.1.6 Steel fiber reinforcement

26.4.1.6.1 Compliance requirements:

26.4.1.6.1 متطلبات الامتثال :  
26.4.1.6 تسليح الألياف المعدنية

(a) Steel fiber reinforcement used for shear resistance shall satisfy (1) and (2):

- (1) Be deformed and conform to **ASTM A820M**.
- (2) Have a length-to-diameter ratio of at least 50 and not exceeding 100.

(أ) يجب أن يحقق تسليح الألياف المعدنية المستخدمة لمقاومة القص (1) و (2):

- (1) تكون محزنة ومطابقة للمواصفة **ASTM A820M**.
- (2) لها نسبة الطول إلى القطر لا تقل عن 50 ولا تتجاوز 100.

26.4.1.7 *Packaged, preblended, dry, combined materials for shotcrete*

26.4.1.7 المواد المعبأة والمخلوطة مسبقاً والجافة والمركبة للخرسانة المرشوشة

26.4.1.7.1 Compliance requirements:

(a) Packaged, preblended, dry, combined materials for shotcrete shall conform to **ASTM C1480**.

26.4.1.7.1 متطلبات الامتثال:

(أ) يجب أن تكون المواد المعبأة والمخلوطة مسبقاً والجافة والمركبة للخرسانة المرشوشة المطابقة للمواصفة **ASTM C1480**.

**R26.4.1.5.1(c)** In some cases, the use of admixtures in concrete containing **ASTM C845** expansive cements has resulted in reduced levels of expansion or increased shrinkage values. Refer to **ACI 223R**.

**R26.4.1.5.1(ج)** في بعض الحالات ، أدى استخدام الخلطات في الخرسانة المحتوية على أسمنت واسع **ASTM C845M** إلى انخفاض مستويات التوسع أو زيادة قيم الانكماش. ارجع إلى **ACI 223R**.

### R26.4.1.6 Steel fiber reinforcements

**R26.4.1.6** تسليح الألياف المعدنية

**R26.4.1.6.1(a)** Deformations in steel fibers enhance mechanical anchorage with the concrete. The limits for the fiber length-to-diameter ratio are based on available test data (**Parra-Montesinos 2006**). Because data are not available on the potential for corrosion problems due to galvanic action, the use of deformed steel fibers in members reinforced with stainless-steel bars or galvanized steel bars is not recommended.

**R26.4.1.6.1(أ)** الحزونات في الألياف المعدنية تعزز التثبيت الميكانيكي مع الخرسانة. تستند حدود نسبة الطول إلى القطر إلى البيانات الاختبار المتاحة. (**Parra- Montesinos 2006**) نظراً لأن البيانات غير متوفرة بشأن احتمال حدوث مشاكل التآكل بسبب العمل المجلفن، لا يوصى باستخدام ألياف المعدن المحزنة في العناصر المسلحة بأسياخ من الحديد المقاوم للصدأ أو اسياخ الحديد المجلفن.



## CODE

### الكود

#### 26.4.2 Concrete mixture requirements

##### 26.4.2.1 Design information:

##### 26.4.2 متطلبات الخلطة الخرسانية 26.4.2.1 معلومات تصميمية:

(a) Requirements (1) through (17) for each concrete mixture, based on assigned exposure classes or design of members:

- (1) Minimum specified compressive strength of concrete,  $f_c'$ .
- (2) Minimum modulus of elasticity of concrete,  $E_c$ , if specified in accordance with 19.2.2.2.
- (3) Test age, if different from 28 days, for demonstrating compliance with  $f_c'$  and  $E_c$  if specified.

- (أ) المتطلبات من (1) إلى (17) لكل خلطة خرسانية، بناءً على فئات التعرض المحددة أو تصميم العناصر:
- (1) أقل مقاومة ضغط المحددة للخرسانية،
  - (2) الحد الأدنى من معامل المرونة للخرسانية،  $E_c$ ، إذا تم تحديده وفقاً لـ 19.2.2.2.
  - (3) عمر الاختبار، إذا كان مختلفاً عن 28 يوماً، لإثبات الامتثال لـ  $f_c'$  و  $E_c$  إذا تم تحديده.

(4) Maximum  $w/cm$  applicable to most restrictive assigned durability exposure class from 19.3.2.1.

(4) الحد الأقصى  $w/cm$  ينطبق على معظم التقييد المخصص لفئة التعرض للمئات المخصصة من 19.3.2.1.

(5) Nominal maximum size of coarse aggregate not to exceed the least of (i), (ii), and (iii):

- (i) one-fifth the narrowest dimension between sides of forms
- (ii) one-third the depth of slabs
- (iii) three-fourths the minimum specified clear spacing between individual reinforcing bars or wires, bundles of bars, prestressed reinforcement, individual tendons, bundled tendons, or ducts. These limitations shall not apply if, in the judgment of the licensed design professional, workability and methods of consolidation are such that concrete can be placed without honeycombs or voids

(5) لا يتجاوز أقصى حجم اسمي للركام الخشن أقل من (i) و (ii) و (iii):  
خمس أضعيق بعد بين جوانب القوالب

(ii) ثلث عمق البلاطات  
(iii) ثلاثة أرباع الحد الأدنى للتباعد الصافي المحدد بين أسياخ التسليح الفردية أو الأسلاك أو حزم الأسياخ أو تسليح الإجهاد المسبق أو كابلات الشد الفردية أو حزمة كابلات الشد أو القنوات لا تنطبق هذه القيود إذا، في حكم محترف التصميم المرخص، قابلية التشغيل وطرق التصليب للخرسانية هي تلك التي يمكن وضعها في الموقع بدون مسامات (ثقوب).

## COMMENTARY

### التعليق

#### R26.4.2 Concrete mixture requirements

##### R26.4.2 متطلبات الخلطة الخرسانية

R26.4.2.1(a) The requirements for each concrete mixture used for the Work are to be stated in the construction documents. These are determined from applicable concrete design requirements in 19.2 and durability requirements in 19.3. The most restrictive requirements that apply are to be stated.

R26.4.2.1(a) تحدد متطلبات كل الخلطة الخرسانية المستخدمة في العمل في وثائق التشييد. يتم تحديد هذه المتطلبات من متطلبات تصميم الخرسانة المعمول بها في 19.2 ومتطلبات المتانة في 19.3. يجب ذكر المتطلبات الأكثر تقييداً التي تنطبق.

R26.4.2.1(a)(4) In accordance with Table 19.3.2.1, the  $w/cm$  is based on all cementitious and supplementary cementitious materials in the concrete mixture. The  $w/cm$  of concrete made with alternative cements may not reflect the strength and durability characteristics of the concrete made with portland cement and supplementary cementitious materials permitted in Table 26.4.1.1.1(a). As noted in R26.4.1.1.1(b), it is imperative that testing be conducted to determine the performance of concrete made with alternative cements and to develop appropriate project specification.

(R26.4.2.1(a)(4) وفقاً للجدول 19.3.2.1، يعتمد  $w/cm$  على جميع المواد الأسمنتية الإضافية والاسمنتية الإضافية في الخلطة الخرسانية. قد لا يؤثر  $w/cm$  للخرسانية المصنوعة من الإسمنت البديل على خصائص المقاومة والمتانة للخرسانية المصنوعة من الإسمنت البورتلاندي والمواد الأسمنتية الإضافية المسموح بها في الجدول 26.4.1.1.1(a). كما هو مذكور في التوصية (R26.4.1.1.1(b)، من الضروري إجراء اختبار لتحديد أداء الخرسانة المصنوعة من الإسمنت البديل وتحديد مواصفات المشروع المناسبة.

R26.4.2.1(a)(5) The size limitations on aggregates are provided to facilitate placement of concrete around the reinforcement without honeycombing due to blockage by closely-spaced reinforcement. It is the intent of the Code that the licensed design professional select the appropriate nominal maximum size aggregate and include this value in the construction documents for each concrete mixture. Because maximum aggregate size can impact concrete properties such as shrinkage, and also the cost of concrete, the largest aggregate size consistent with the requirements of 26.4.2.1 should be permitted. Increasing aggregate size will only decrease shrinkage if there is a concurrent reduction in paste volume.

R26.4.2.1(a)(5) تُقدّم قيود الحجم على الركام لتسهيل وضع الخرسانة حول التسليح دون خلغ اللصق بسبب الانسداد بواسطة التسليح ذات التباعد القريب. يمثل الغرض من الكود في أن يقوم محترف التصميم المرخص بتحديد أقصى حجم اسمي للركام المناسب ويتضمن هذه القيمة في مستندات الإنشاء لكل الخلطات الخرسانية. نظراً لأن أقصى حجم للركام يمكن أن يؤثر على خواص الخرسانة مثل الانكماش، وكذلك تكلفة الخرسانة، يجب السماح لحجم الركام الأكبر بما يتفق مع متطلبات 26.4.2.1. لن يؤدي زيادة حجم الركام إلى تقليل الانكماش إلا إذا كان هناك انخفاض مترافق في حجم اللصق.



## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

(6) Applicable air content for Exposure Category F from 19.3.3.1 or 19.3.3.3.

(7) For members assigned to Exposure Class F3, indicate that concrete mixtures shall meet the limits on supplementary cementitious materials in Table 26.4.2.2(b).

(6) محتوى الهواء المطبق لفئة التعرض F من 19.3.3.1 أو 19.3.3.3.  
(7) بالنسبة للعناصر المخصصة لفئة التعرض F3 ، يجب الإشارة إلى أن الخلطات الخرسانية يجب أن تفي بالحدود المفروضة على المواد الأسمنتية الإضافية في الجدول 26.4.2.2 (ب).

(8) For members assigned to Exposure Class S1, S2, or S3, indicate that mineral fillers derived from carbonate aggregate are prohibited unless approved by the licensed design professional.

(8) بالنسبة للعناصر المخصصة لفئة التعرض S1 أو S2 أو S3 ، يشير إلى أن الحشوات المعدنية المشتقة من ركام الكربونات ممنوعة ما لم يوافق عليها محترف التصميم المرخص.

(9) Applicable cementitious materials for Exposure Category S from 19.3.2.1.

(10) For members assigned to Exposure Category S, indicate if alternative combinations of cementitious materials qualified in accordance with 26.4.2.2(c) are permitted.

(11) Members in which calcium chloride is prohibited because of assignment to Exposure Class S2 or S3.

(9) مواد أسمنتية قابلة للتطبيق من فئة التعرض S من 19.3.2.1.  
(10) بالنسبة للعناصر المخصصة لفئة التعرض S ، تشير ما إذا كان مسموحاً بتركيبات بديلة من المواد الأسمنتية المؤهلة وفقاً لـ 26.4.2.2 (ج).  
(11) العناصر التي يمنع فيها كلوريد الكالسيوم بسبب التعيين لفئة التعرض S2 أو S3.

R26.4.2.1(a)(6) ASTM C94M and ASTM C685M include a tolerance for air content as delivered of  $\pm 1.5$  percentage points.

(6) (a) R26.4.2.1 تشمل ASTM C94M و ASTM C685M تفاوتاً مع محتوى الهواء عند تسليم  $\pm 1.5$  نقاط مئوية.

R26.4.2.1(a)(8) If concrete members are assigned to Exposure Class S1, S2, or S3, the use of mineral fillers derived from carbonate aggregate in concrete mixtures can result in a form of sulfate attack. Information is provided in ACI 201.2R. ASTM C1797 Type C mineral fillers that are derived from noncarbonate quarried stone can be used in concrete exposed to sulfates. If the quantity of Type A, B, or C mineral filler derived from carbonate aggregate proposed for use is such that the total calcium carbonate content from cement and mineral filler is equal to or less than 15 percent by mass of the cementitious materials, then sulfate resistance can be evaluated by ASTM C1012 to comply with the expansion criteria in Table 26.4.2.2(c).

(8) (a) R26.4.2.1 إذا تم تعيين العناصر الخرسانية في فئة التعرض S1 أو S2 أو S3 ، فإن استخدام الحشوات المعدنية المشتقة من ركام الكربونات في الخلطات الخرسانية يمكن أن يؤدي إلى شكل من أشكال هجوم الكبريتات. يتم توفير المعلومات في ACI 201.2R يمكن استخدام الحشوات المعدنية ASTM C1797 Type C المشتقة من الحجر المستخرج الغير كربوني في الخرسانة المعرضة للكبريتات. إذا كانت كمية مادة الحشو المعدنية من النوع A أو B أو C المشتقة من ركام الكربونات المقترح استخدامها بحيث يكون إجمالي محتوى كربونات الكالسيوم من الأسمنت والحشو المعدني مساوياً أو أقل من 15 في المائة من كتلة المواد الأسمنتية ، فإن الكبريتات يمكن تقييم المقاومة بواسطة ASTM C1012 لتتوافق مع معايير التوسع في الجدول 26.4.2.2 (ج).

(12) For members assigned to exposure class W1 or W2, requirements for the evaluation of the potential for alkali-aggregate reactivity.

(13) Applicable water-soluble chloride ion limits for Exposure Category C from 19.3.2.1.

(12) بالنسبة للعناصر المخصصة لفئة التعرض W1 أو W2 ، متطلبات تقييم احتمالية التفاعل القلوي للركام.  
(13) حدود أيونات الكلوريد القابلة للذوبان في الماء المطبقة على فئة التعرض من 19.3.2.1.

**R26.4.2.1(a)(12)** Members assigned to exposure class W1 or W2 are potentially susceptible to alkali-aggregate reaction. As noted in **ASTM C1778**, alkali-aggregate reaction (AAR) can occur between the alkali hydroxides in the pore solution of concrete and certain components found in some aggregates. Two types of AAR are recognized depending on the nature of the reactive component: alkali-silica reaction (ASR), which involves various types of reactive siliceous minerals; and alkali-carbonate reaction (ACR), which involves certain types of aggregates that contain dolomite. Both types of reaction can result in expansion and cracking of concrete elements under prolonged exposure to moisture, leading to a reduction in the structural strength and service life of a concrete structure. Options for mitigating ASR, including use of supplementary cementitious materials or limiting alkali content of the concrete, are provided in ASTM C1778. ACR can only be prevented by not using the reactive aggregate.

(R26.4.2.1(a)(12) من المحتمل أن تكون العناصر المخصصة لفئة التعرض W1 أو W2 عرضة للتفاعل القلوي للركام. كما لوحظ في **ASTM C1778** ، يمكن أن يحدث التفاعل القلوي للركام (AAR) بين هيدروكسيدات قلوية في محلول مسامات الخرسانة وبعض المكونات الموجودة في بعض الركام. يتم التعرف على نوعين من AAR اعتماداً على طبيعة المكون التفاعلي: تفاعل القلويات السيليكا (ASR) ، والذي يتضمن أنواعاً مختلفة من المعادن السليكونية التفاعلية ؛ وتفاعل الكربونات القلوية (ACR) ، والذي ينطوي على أنواع معينة من الركام التي تحتوي على الدولوميت. يمكن أن يؤدي كلا النوعين من التفاعل إلى تمدد وتشقق العناصر الخرسانية تحت التعرض الطويل للرطوبة ، مما يؤدي إلى انخفاض في المقاومة الانشائية وعمر الخدمة للمنشأ الخرساني. تتوفر خيارات تخفيف ASR ، بما في ذلك استخدام المواد الأسمنتية الإضافية أو الحد من المحتوى القلوي للخرسانة ، في **ASTM C1778** يمكن منع ACR فقط من خلال عدم استخدام الركام المتفاعل.

(14) Equilibrium density of lightweight concrete.  
(15) Requirement for submittal of the volumetric fractions of aggregate in lightweight concrete mixtures if Table 19.2.4.1(b) is used as the basis for  $\lambda$  in design.

(14) كثافة التوازن للخرسانة خفيفة الوزن.  
(15) متطلبات تقديم الأجزاء الحجمية للركام في الخلطات الخرسانية خفيفة الوزن إذا تم استخدام الجدول 19.2.4.1 (ب) كأساس لـ  $\lambda$  في التصميم.

**R26.4.2.1(a)(14 and 15)** Equilibrium density is an estimate of the density of lightweight concrete assuming some degree of drying after initial construction. The equilibrium density of lightweight concrete is determined in accordance with **ASTM C567**. Acceptance of lightweight concrete at the time of delivery is based on a fresh density determined by the concrete supplier that has been correlated with the equilibrium density. The range of fresh densities can vary based on variations in moisture and air content, mixture proportion, and type of lightweight aggregate, and should be considered when establishing the fresh density that will result in the required equilibrium density. Acceptance of lightweight concrete based on density as well as strength is necessary because the value of  $\lambda$  and self-weight used for design is a function of equilibrium density.

(R26.4.2.1(a)(14 و 15) كثافة التوازن هي تقدير لكثافة الخرسانة خفيفة الوزن مع افتراض درجة معينة من التجفيف بعد البناء الأولي. يتم تحديد كثافة التوازن للخرسانة خفيفة الوزن وفقاً لـ **ASTM C567** يعتمد قبول الخرسانة خفيفة الوزن في وقت التسليم على كثافة طازجة يحددها مورد الخرسانة المرتبط بكثافة التوازن. يمكن أن يختلف مجال الكثافات الطازجة بناءً على الاختلافات في محتوى الرطوبة والهواء ونسبة الخليط ونوع الركام خفيف الوزن ، ويجب أخذها في الاعتبار عند تحديد الكثافة الطازجة التي ستؤدي إلى كثافة التوازن المطلوبة. من الضروري قبول الخرسانة خفيفة الوزن بناءً على الكثافة والمقاومة لأن قيمة  $\lambda$  والوزن الذاتي المستخدم في التصميم هي دالة لكثافة التوازن.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

(16) Requirements for steel fiber-reinforced concrete if used for shear resistance in accordance with 9.6.3.1.

(17) For shotcrete, nominal maximum size of coarse aggregate shall not exceed 13 mm.

(16) متطلبات الخرسانة المسلحة بالألياف المعدنية إذا تم استخدامها لمقاومة القص طبقاً للبند 9.6.3.1.

(17) بالنسبة للخرسانة المرشوشة ، يجب ألا يتجاوز أقصى حجم أسمي للركام الخشن 13 مم.

**R26.4.2.1(a)(16)** If steel fibers are used for shear resistance, there are specific requirements for the steel fiber-reinforced concrete: 26.4.1.5.1(a) provides fiber requirements; 26.4.2.2(d) provides minimum dosage requirements; and 26.12.5.1(a) provides acceptance criteria. Fibers are typically specified by fiber type, fiber length, aspect ratio ( $\ell/d$ ), and dosage rate (**ACI 544.3R**). For structural applications, the Code only addresses the use of discontinuous deformed steel fibers in resisting shear. For other structural applications where it is desired to use discontinuous deformed steel fibers, **Section 1.10** provides a procedure for approval. Also, there are nonstructural applications or functional purposes where discontinuous steel fibers are used in concrete. The provisions of the Code that address use of steel fibers for shear strength are not intended for such nonstructural applications.

**(16) R26.4.2.1 (a)** إذا تم استخدام الألياف المعدنية لمقاومة القص ، فهناك متطلبات محددة للخرسانة المسلحة بالألياف المعدنية: 26.4.1.5.1 (أ) توفر متطلبات الألياف ؛ 26.4.2.2 (د) يوفر الحد الأدنى لمتطلبات إضافة مادة الحقن ؛ و 26.12.5.1 (أ) يوفر معايير القبول يتم تحديد الألياف عادة بنوع الألياف ، طول الألياف ، نسبة العرض إلى الارتفاع ( $\ell / d$ ) ، ومعدل إضافة مادة (الحقن) . (**ACI 544.3R**) بالنسبة للتطبيقات الإنشائية ، فإن الكود يعالج فقط استخدام ألياف الحديد المحلزنة الغير مستمرة في مقاومة القص . بالنسبة للتطبيقات الإنشائية الأخرى حيث يكون من المطلوب استخدام ألياف الحديد المحلزنة الغير مستمرة ، يقدم القسم 1.10 إجراء للموافقة عليه . أيضاً ، هناك تطبيقات الغير إنشائية أو أغراض وظيفية تستخدم فيها ألياف الحديد الغير مستمرة في الخرسانة . لا يقصد من أحكام الكود التي تتناول استخدام ألياف الحديد لمقاومة القص لمثل هذه التطبيقات الغير إنشائية .

(b) At the option of the licensed design professional, exposure classes based on the severity of the anticipated exposure of members.

(ب) وفقاً لخيار محترف التصميم المرخص ، فئات التعرض بناءً على شدة التعرض المتوقع للعناصر.

**R26.4.2.1(b)** Durability requirements for concrete are based on exposure classification of members as given in 19.3. Therefore, the exposure classes applicable to the members establish the basis for the requirements for concrete mixtures. **Section 19.3.1** requires the licensed design professional to assign exposure classes for different members in the structure. Concrete mixtures should be specified accordingly, but the Code does not require the assigned exposure classes to be explicitly stated in the construction documents. If the licensed design professional is requiring the contractor to determine concrete properties by specifying **ACI 301**, the assigned exposure classes for all members will need to be stated explicitly in the construction documents.

**R26.4.2.1 (ب)** تستند متطلبات المتانة للخرسانة على تصنيف التعرض للعناصر كما هو موضح في 19.3. ولذلك ، فإن فئات التعرض التي تنطبق على العناصر تضع الأساس لمتطلبات الخلطات الخرسانية . يتطلب القسم 19.3.1 أن يقوم محترف التصميم المرخص بتعيين فئات التعرض لعناصر مختلفة في المنشأ . يجب تحديد الخلطات الخرسانية تماماً ، ولكن لا يتطلب الكود إدراج فئات التعرض المخصصة صراحة في وثائق البناء . إذا كان محترف التصميم المرخص يتطلب من المقاول تحديد خصائص الخرسانة من خلال تحديد **ACI 301** ، فإن فئات التعرض المخصصة لجميع العناصر يجب أن تذكر صراحة في مستندات الإنشاء .

## CODE

### الكود

(c) The required compressive strength at designated stages of construction for each part of the structure designed by the licensed design professional.

(ج) مقاومة الضغط المطلوبة في المراحل التصميمية للبناء لكل جزء من المنشأ تصمم من قبل محترف التصميم المرخص.

#### 26.4.2.2 Compliance requirements:

(a) The required compressive strength at designated stages of construction for each part of the structure not designed by the licensed design professional shall be submitted for review.

#### 26.4.2.2 متطلبات الامتثال:

(ا) يجب تقديم مقاومة الضغط المطلوبة في المراحل التصميمية من الإنشاء لكل جزء من المنشأ الغير مصمم من قبل محترف التصميم المرخص للمراجعة.

(b) The maximum percentage of pozzolans, including fly ash and silica fume, and slag cement in concrete assigned to Exposure Class F3, shall be in accordance with Table 26.4.2.2(b) and (1) and (2). (1) The maximum percentage limits in Table 26.4.2.2(b) shall include the fly ash or other pozzolans, slag cement, and silica fume used in the manufacture of **ASTM C595M** and **C1157M** blended cements. (2) The individual limits in Table 26.4.2.2(b) shall apply regardless of the number of cementitious materials in a concrete mixture.

(ب) تكون النسبة المئوية القصوى للبوزولان ، بما في ذلك الرماد المتطاير وأبخرة السليكا ، وأسمنت الخبث في الخرسانة المخصصة لفئة التعرض F3 ، وفقاً للجدول 26.4.2.2 (ب) و (1) و (2).

يجب أن تتضمن الحدود القصوى للنسبة المئوية في الجدول 26.4.2.2 (ب) الرماد المتطاير أو البوزولان الأخرى وأسمنت الخبث وأبخرة السليكا المستخدمة في تصنيع الإسمنت المخلوط **ASTM C595M** و **C1157M**. (2) تنطبق الحدود الفردية الواردة في الجدول 26.4.2.2 (ب) بغض النظر عن عدد المواد الإسمنتية في الخلطات الخرسانية.

## COMMENTARY

### التعليق

**R26.4.2.1(c)** If design or construction requirements dictate that in-place strength of concrete be achieved at specific ages or stages of construction, these requirements should be stated explicitly in the construction documents. Typical stages of construction when the required compressive strength of concrete needs to be specified include at removal of formwork and shores. Additionally, required compressive strength of concrete should be specified for:

- 1) cast-in-place posttensioned concrete at the application of post-tensioning;
- 2) precast concrete at stripping from the forms and during handling, shipping, and erection; and
- 3) precast, prestressed concrete at transfer of prestress, at stripping from the forms, and during handling, shipping, and erection. For portions of the structure that are not designed by the licensed design professional, refer to 26.4.2.2(a).

**R26.4.2.1 (ج)** إذا كانت متطلبات التصميم أو البناء تقتضي أن تتحقق مقاومة الخرسانة المصبوبة في الموقع في أعمار أو مراحل محددة من البناء ، ينبغي ذكر هذه المتطلبات بوضوح في وثائق التشييد. تشمل المراحل النموذجية للبناء عندما تحتاج مقاومة الضغط المطلوبة للخرسانة عند إزالة الشدات. بالإضافة إلى ذلك ، يجب تحديد مقاومة الضغط المطلوبة للخرسانة من أجل: (1) الخرسانة المصبوبة في الموقع لاحقة الشد في تطبيق لاحق الشد ؛ (2) الخرسانة مسبقة الصب في نزع من التخشيب وأثناء التعبئة والنقل ، والوضع (3) ، الخرسانة مسبقة الصب ومسبقة الاجهاد ، لنقل الاجهاد المسبق في الانتزاع من القوالب ، وأثناء التعبئة والنقل والوضع. بالنسبة لأجزاء المنشأ التي لم يتم تصميمها من قبل محترف التصميم المرخص ، راجع 26.4.2.2 (a) .

**R26.4.2.2(b)** These limits on supplementary cementitious materials are applicable to concrete mixtures for members assigned to Exposure Class F3.

**R26.4.2.2 (ب)** تنطبق هذه الحدود على المواد الأسمنتية الإضافية على الخلطات الخرسانية للعناصر المخصصة في فئة التعرض F3

## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

Table 26.4.2.2(b)—Limits on cementitious materials for concrete assigned to Exposure Class F3

الجدول 26.4.2.2 (ب) - حدود المواد الأسمنتية للخرسانة المخصصة لفئة التعرض F3

Supplementary cementitious materials	Maximum percent of total cementitious materials by mass
Fly ash or natural pozzolans conforming to ASTM C618	25
Slag cement conforming to ASTM C989	50
Silica fume conforming to ASTM C1240	10
Total of fly ash or natural pozzolans and silica fume	35
Total of fly ash or natural pozzolans, slag cement, and silica fume	50

(c) For concrete exposed to sulfate, alternative combinations of cementitious materials to those specified in 26.4.2.1(a)(7) are permitted if tests for sulfate resistance satisfy the criteria in Table 26.4.2.2(c).

(ج) بالنسبة للخرسانة المعرضة للكبريتات ، يسمح باستخدام تركيبات بديلة من المواد الإسمنتية لتلك المحددة في 26.4.2.1 (7) (a) إذا كانت اختبارات مقاومة الكبريت تفي بالمعايير الواردة في الجدول 26.4.2.2 (ج).

Table 26.4.2.2(c)—Requirements for establishing suitability of combinations of cementitious materials exposed to water-soluble sulfate

الجدول 26.4.2.2 (ج) - متطلبات تحديد ملائمة تركيبات للمواد الأسمنتية المعرضة للكبريتات القابلة للذوبان في الماء

Exposure class		Maximum length change for tests in accordance with ASTM C1012, percent		
		At 6 months	At 12 months	At 18 months
S1		0.10	No requirement	No requirement
S2		0.05	0.10 <sup>[1]</sup>	No requirement
S3	Option 1	No requirement	No requirement	0.10
	Option 2	0.05	0.10 <sup>[1]</sup>	No requirement

[1]The 12-month expansion limit applies only if the measured expansion exceeds the 6-month maximum expansion limit.

[1] لا ينطبق حد التمدد لمدة 12 شهرًا إلا إذا تجاوزت الزيادة المقاسة الحد الأقصى للتمدد لمدة 6 أشهر.

(d) For concrete identified as being exposed to water in service, evidence shall be submitted that the concrete mixture complies with (1) and (2).

(1) Aggregates are not alkali-silica reactive or measures to mitigate alkali-silica reactivity have been established.

(2) Aggregates are not alkali-carbonate reactive.

(د) بالنسبة للخرسانة التي تم تحديد تعرضها للماء أثناء الخدمة ، يجب تقديم دليل على أن الخلطة الخرسانية يتوافق مع (1) و (2).  
(1) الركام ليس لديه تفاعلية قلووية من السيليكا أو تم وضع قياسات للتخفيف من تفاعل قلوويات السيليكا.  
(2) الركام ليس لديه تفاعلات كربونية قلووية.

R26.4.2.2(c) Mixture requirements for Exposure Category S are given in 19.3.2.1. ASTM C1012M may be used to evaluate the sulfate resistance of concrete mixtures using alternative combinations of cementitious materials to those listed in Table 19.3.2.1 for all classes of sulfate exposure. More detailed guidance on qualification of such mixtures using ASTM C1012 is given in ACI 201.2R. The expansion criteria in Table 26.4.2.2(c) for testing according to ASTM C1012 are the same as those in ASTM C595M for moderate sulfate resistance (Optional Designation MS) in Exposure Class S1 and for high sulfate resistance (Optional Designation HS) in Exposure Class S2, and the same as in ASTM C1157M for Type MS in Exposure Class S1 and Type HS in Exposure Class S2. And Exposure Class S3 Option 2. The 18-month expansion limit only applies for Exposure Class S3, Option 1.

R26.4.2.2 (ج) ترد متطلبات الخلطات الخاصة بفئة التعرض S في 19.3.2.1. يمكن استخدام ASTM C1012M لتقييم مقاومة الكبريت للخلطات الخرسانية باستخدام تركيبات بديلة من المواد الأسمنتية إلى تلك المذكورة في الجدول 19.3.2.1 لجميع فئات التعرض للكبريتات. يتم تقديم إرشادات أكثر تفصيلاً حول تأهيل مثل هذه الخلطات باستخدام ASTM C1012M في 201.2R. تكون معايير التمدد الواردة في الجدول 26.4.2.2 (c) للاختبار طبقاً للمواصفة ASTM C1012M هي نفسها في ASTM C595M لمقاومة الكبريت المعتدلة (MS) التخصيص الاختياري (في فئة التعرض S1 ولمقاومة الكبريت العالية) التعيين الاختياري (HS) في فئة التعرض S2 ، كما هو الحال في ASTM C1157M لنوع MS في فئة التعرض S1 والنمط HS في فئة التعرض S2. وفئة التعرض S3 الخيار 2. ينطبق حد التمدد لمدة 18 شهرًا فقط

R26.4.2.2(d) Documentation that the potential for AAR has been evaluated can be provided by the concrete supplier. ASTM C1778 provides methods and criteria for determining the reactivity of aggregates and guidance for reducing the risk of deleterious alkali-aggregate reactions in concrete.

(د) الوثائق التي تم تقييمها ل AAR يمكن أن يقدمها مورد الخرسانة. توفر المواصفة ASTM C1778 طرقاً ومعايير لتحديد تفاعلية الركام وتوجيهات لتقليل مخاطر التفاعلات القلووية الضارة للركام في الخرسانة.



(e) Compliance with the specified chloride ion content limits shall be demonstrated by (1) or (2).

(1) Calculating total chloride ion content of the concrete mixture on the basis of measured total chloride ion content from concrete materials and concrete mixture proportions.

(هـ) يجب الامتثال للقيود المحددة لمحتوى أيونات الكلوريد بواسطة (1) أو (2).  
(1) حساب محتوى أيون الكلوريد الكلي للخلطة الخرسانية على أساس محتوى أيون الكلوريد الكلي المقاس من المواد الخرسانية ونسب الخلطة الخرسانية.

**R26.4.2.2(e)(1)** This procedure was discussed in the Commentary of Code editions before ACI 318-19 and moved into the Code to remove ambiguity over whether it is permitted. It is common practice for total chloride ion content of a proposed concrete mixture to be evaluated by combining total chloride ion content of the concrete materials based on the mixture proportions. Total chloride ion content of cementitious materials and mixing water can be determined in accordance with **ASTM C114**. Total chloride ion content of aggregates can be determined on an aggregate sample prepared as specified for concrete samples and tested in accordance with ASTM C1152. Total chloride ion content of admixtures is reported by the supplier. Calculated total chloride ion content determined in this manner is conservative. If calculated total chloride ion content exceeds the limits in Table 19.3.2.1, the concrete materials can be adjusted until compliance is achieved, or water-soluble chloride ion content can be determined using 26.4.2.2(e)(2).

**(1) R26.4.2.2 (e)** تمت مناقشة هذا الإجراء في تعليق إصدارات الكود قبل ACI 318-19 وتم نقله إلى الكود لإزالة الغموض حول ما إذا كان مسموحاً به. من التطبيقات الشائعة تقييم محتوى أيون الكلوريد الكلي للخلطة الخرسانية المقترحة من خلال الجمع بين محتوى أيون الكلوريد الكلي للمواد الخرسانية بناءً على نسب الخلط. يمكن تحديد المحتوى الكلي لأيون الكلوريد للمواد الإسمنتية وماء الخلط طبقاً للمواصفة **ASTM C114** يمكن تحديد محتوى أيون الكلوريد الكلي للركام على عينة ركام تم إعدادها على النحو المحدد لعينات الخرسانة وتم اختبارها وفقاً لـ **ASTM C1152** تم الإبلاغ عن إجمالي محتوى أيونات الكلوريد للخلطات من قبل المورد. محتوى أيون الكلوريد الكلي المحسوب المحدد بهذه الطريقة هو متحفظ. إذا تجاوز إجمالي محتوى أيون الكلوريد المحسوب الحدود الواردة في الجدول 19.3.2.1 ، يمكن تعديل المواد الخرسانية حتى يتحقق الامتثال ، أو يمكن تحديد محتوى أيون الكلوريد القابل للذوبان في الماء باستخدام 26.4.2.2 (هـ) (2).

(2) Determining water-soluble chloride ion content of hardened concrete in accordance with **ASTM C1218** at age between 28 and 42 days.

(2) تحديد محتوى أيون الكلوريد القابل للذوبان في الماء للخرسانة المتصلبة وفقاً لـ **ASTM C1218** بعمر يتراوح بين 28 و 42 يوماً.

(f) For prestressed concrete, admixtures containing calcium chloride are prohibited.

(و) بالنسبة للخرسانة مسبقة الإجهاد ، يُمنع الخلطات المحتوية على كلوريد الكالسيوم.

**R26.4.2.2(e)(2)** This option is to determine the water-soluble chloride ion content in hardened concrete by ASTM C1218 and is an alternative to 26.4.2.2(e)(1) if the total chloride ion content calculated in accordance with 26.4.2.2(e)(1) exceeds the limits of Table 19.3.2.1. The chloride ions present in the pore water solution impact the corrosion of reinforcement or embedded metal. To estimate the water-soluble chloride ion content in the concrete that can impact corrosion, ASTM C1218 is used after a period of hydration. The chlorides in some materials, like aggregates, are not available as water-soluble chlorides. Furthermore, some chlorides initially in solution will be bound by hydration of cementitious materials. Chlorides insoluble in water are not considered to accelerate corrosion of embedded metals.

**(2) R26.4.2.2 (e)** هذا الخيار هو تحديد محتوى أيون الكلوريد القابل للذوبان في الماء في الخرسانة المتصلبة بواسطة **ASTM C1218** وهو بديل لـ 26.4.2.2 (1) (e) إذا تم حساب إجمالي محتوى أيون الكلوريد وفقاً لـ 26.4.2.2 (هـ) (1) يتجاوز حدود الجدول 19.3.2.1. تؤثر أيونات الكلوريد الموجودة في محلول الماء المسامي على تآكل التسليح أو المعدن المغمور. لتقدير محتوى أيون الكلوريد القابل للذوبان في الماء في الخرسانة التي يمكن أن تؤثر على التآكل ، يتم استخدام **ASTM C1218** بعد فترة من إضافة الماء . لا تتوفر الكلوريدات في بعض المواد ، مثل الركام ، كلوريدات قابلة للذوبان في الماء. علاوة على ذلك ، ستكون بعض الكلوريدات في المحلول مقيدة في البداية بإضافة الماء للمواد الأسمنتية. لا تعتبر الكلوريد الغير قابلة للذوبان في الماء لتسريع تآكل المعادن المغمورة.



(g) For concrete placed on or against stay-in-place galvanized steel forms, maximum water soluble chloride ion content shall be 0.30 percent by mass of cementitious materials unless a more stringent limit for the member is specified.

(ز) بالنسبة للخرسانة الموضوعة على أو ضد قوالب الحديد المجلفن في الموقع ، يجب أن يكون الحد الأقصى لمحتوى أيون الكلوريد القابل للذوبان في الماء 0.30 في المائة من كتلة المواد الأسمنتية ما لم يتم تحديد حد أكثر صرامة للعنصر.

(h) For lightweight concrete, fresh density shall be determined in accordance with **ASTM C138** that corresponds with the specified equilibrium density determined in accordance with **ASTM C567**. The fresh density corresponding to the specified equilibrium density shall be used as the basis of acceptance.

(i) Steel fiber-reinforced concrete used for shear resistance shall satisfy (1) and (2):

(1) Conform to **ASTM C1116**.

(2) Contain at least 60 kg of deformed steel fibers per cubic meter of concrete.

(ح) بالنسبة للخرسانة خفيفة الوزن ، يتم تحديد الكثافة الطازجة وفقاً للمواصفة **ASTM C138** التي تقابل كثافة التوازن المحددة وفقاً للمواصفة **ASTM C567**. يجب استخدام الكثافة الطازجة المقابلة لكثافة التوازن المحددة كأساس للقبول.

(ط) يجب أن تكون الخرسانة المسلحة بالألياف المعدنية المستخدمة لمقاومة القص (1) و (2):

(1) تتفق مع **ASTM C1116**

(2) تحتوي على 60 كجم على الأقل من الألياف المعدنية المحلزنة لكل متر مكعب من الخرسانة.

## 26.4.3 Proportioning of concrete mixtures

### 26.4.3 التنسيب للخلطات الخرسانية

#### 26.4.3.1 Compliance requirements:

##### 26.4.3.1 متطلبات الامتثال:

**R26.4.2.2(g)** The contractor might select a construction option not shown in the construction documents. Because of the critical nature of placements against stay-in-place galvanized steel forms, the Code requires a more stringent chloride ion limit than what may be shown in the construction documents. For example, if a member was originally specified in the construction documents with a chloride limit of 1.00 percent, use of stay-in-place galvanized steel forms results in a change to the more stringent limit of 0.30 percent.

(R26.4.2.2 ز) قد يختار المقاول خيار إنشاء غير موضح في مستندات البناء. بسبب الطبيعة الحرجة للمواضع ضد قوالب الحديد المجلفن في الموقع ، يتطلب الكود حداً أكثر صرامة من أيونات الكلوريد مما قد يظهر في وثائق البناء. على سبيل المثال ، إذا تم تحديد عنصر في الأصل في وثائق البناء مع حد كلوريد يبلغ 1.00 في المائة ، فإن استخدام قوالب الحديد المجلفن في الموقع يؤدي إلى تغيير إلى الحد الأكثر صرامة بنسبة 0.30 في المائة.

**R26.4.2.2(h) ASTM C567** provides two methods for determining equilibrium density. To measure equilibrium density, specimens are maintained at 23°C and 50 percent relative humidity until they achieve constant mass. This measurement can take in excess of 2 months. Alternatively, the calculated equilibrium density can be more rapidly estimated from the oven-dry density. The licensed design professional can require the measurement of equilibrium density in accordance with **ASTM C567**.

**R26.4.2.2** توفر المواصفة **ASTM C567** (ح) طريقتين لتحديد كثافة التوازن. لقياس كثافة التوازن ، يتم الاحتفاظ بالعينات عند 23 درجة مئوية و 50 في المائة رطوبة نسبية حتى تحقق كتلة ثابتة. يمكن أن يستغرق هذا القياس أكثر من شهرين. بدلاً من ذلك ، يمكن تقدير كثافة التوازن المحسوبة بشكل أسرع من كثافة الفرن الجافة. يمكن أن يتطلب محترف التصميم المرخص قياس كثافة التوازن وفقاً لـ **ASTM C567**.

## R26.4.3 Proportioning of concrete mixtures

The 2014 edition of the Code does not include the statistical requirements for proportioning concrete that were contained in previous editions. This information was removed from the Code because it is not the responsibility of the licensed design professional to proportion concrete mixtures. Further, this information is available in other ACI documents, such as **ACI 301** and **ACI 214R**. Finally, the quality control procedures of some concrete producers allow meeting the acceptance criteria of the Code without following the process included in previous editions of the Code.

### R26.4.3 التنسيب للخلطات الخرسانية

لا تتضمن طبعة عام 2014 من الكود المتطلبات الإحصائية لتنسيب الخرسانة المتضمنة في الإصدارات السابقة. تمت إزالة هذه المعلومات من الكود لأنها لا تقع على عاتق محترف التصميم المرخص لمقارنة الخلطات الخرسانية. علاوة على ذلك ، تتوفر هذه المعلومات في وثائق **ACI** الأخرى ، مثل **ACI 301** و **ACI 214R**. وأخيراً ، تسمح إجراءات مراقبة الجودة لبعض المنتجين بالاستيفاء بمعايير قبول الكود دون اتباع العملية الواردة في الإصدارات السابقة من الكود.

(a) Concrete mixture proportions shall be established so that the concrete satisfies (1) through (3):

- (1) Can be placed readily without segregation into forms and around reinforcement under anticipated placement conditions.
- (2) Meets durability requirements given in the construction documents.
- (3) Conforms to strength test requirements for standard cured specimens.

(أ) يجب تحديد نسب الخلطة الخرسانية بحيث تلبى الخرسانة (1) إلى (3):  
(1) يمكن وضعها بسهولة دون فصلها إلى قوالب وحول التسليح في ظل حالات الوضع المتوقعة.  
(2) يفي بمتطلبات المتانة الواردة في وثائق البناء.  
(3) يتوافق مع متطلبات اختبار المقاومة للعينات القياسية.

**R26.4.3.1(a)** This section provides requirements for developing mixture proportions. The concrete is required to be workable and to meet the durability and strength requirements of the Code. The term “without segregation” is intended to provide for a cohesive mixture in which aggregates remain well distributed while the concrete is in its fresh state. It is recognized that some segregation in the form of bleeding will occur. The required workability will depend on reinforcement congestion, member geometry, and the placement and consolidation methods to be used. Construction requirements of the contractor should be considered in establishing required workability of the concrete. The Code does not include provisions for especially severe exposures, such as chemical contact, high temperatures, temporary freezing-and-thawing conditions during construction, abrasive conditions, alkali-aggregate reactions, or other unique durability considerations pertinent to the structure. The Code also does not address aesthetic considerations such as surface finishes.

If applicable, these items should be covered specifically in the construction documents. Strength test requirements for standard-cured specimens are given in 26.12.3.

**R26.4.3.1 (أ)** يوفر هذا القسم متطلبات لتطوير نسب الخلط. مطلوب الخرسانة لتكون قابلة للتطبيق وتلبية متطلبات المتانة والمقاومة. إن المصطلح "بدون فصل" يهدف إلى توفير خليط متماسك حيث يظل الركام موزع بشكل جيد بينما تكون الخرسانة في حالتها الطازجة. من المعترف به أن بعض الفصل في شكل تسرب سيحدث. تعتمد قابلية التشغيل المطلوبة على ازدحام التسليح، والخصائص الهندسية الخاصة بالعناصر، وطرق الوضع والتصلب المستخدمة. وينبغي النظر في متطلبات البناء للمقاومة في إنشاء قابلية العمل المطلوبة للخرسانة. لا يشمل الكود على أحكام خاصة بالتعرض الشديد، مثل الملامسة الكيميائية ودرجات الحرارة المرتفعة وظروف التجميد والتجلد المؤقتة أثناء الإنشاء أو ظروف الكشط أو تفاعلات القلوبات للركام أو اعتبارات المتانة الفريدة الأخرى ذات الصلة بالمنشأ. كما لا تتناول الكود الاعتبارات الجمالية مثل التشطيبات السطحية. إذا كان ذلك ممكناً، يجب تغطية هذه العناصر على وجه التحديد في مستندات الإنشاء. يتم إعطاء متطلبات اختبار المقاومة للعينات القياسية كحل في 26.12.3.

(4) Conforms to modulus of elasticity requirements (i) through (iii) for mixtures requiring testing in accordance with construction documents.

(i) The modulus of elasticity shall be determined as the average modulus obtained from at least three cylinders made from the same sample of concrete and tested at 28 days or at test age designated for  $E_c$ .

(ii) Cylinders used to determine modulus of elasticity shall be made and cured in the laboratory in accordance with **ASTM C192** and tested in accordance with **ASTM C469**.

(iii) Modulus of elasticity of a concrete mixture shall be acceptable if the measured value equals or exceeds the specified value.

(4) يتوافق مع متطلبات معامل المرونة من (1) إلى (3) للخلطات التي تتطلب اختباراً وفقاً لوثائق البناء.

(ط) يتم تحديد معامل المرونة كمعامل متوسط تم الحصول عليه من ثلاث أسطوانات على الأقل مصنوعة من نفس العينة من الخرسانة وتم اختبارها في 28 يوماً أو في عمر الاختبار المحدد لـ  $E_c$ .

2` تصنع الأسطوانات المستخدمة لتحديد معامل المرونة وتعالج في المختبر طبقاً للمواصفة **ASTM C192** واختبارها طبقاً للمواصفة **ASTM C469**  
3` يكون معامل المرونة للخلطة الخرسانية مقبولاً إذا كانت القيمة المقاسة تساوي أو تتجاوز القيمة المحددة.

**R26.4.3.1(a)(4)** Modulus of elasticity testing may be required for the development of concrete mixtures to verify that specified modulus of elasticity can be obtained. It is necessary to specify both  $E_c$  and test age. Testing to verify that the specified modulus of elasticity is being attained during construction is at the discretion of the licensed design professional, including specification of acceptance criteria. Field testing may also be required by the local building official.

**R26.4.3.1 (أ)** (4) قد تكون هناك حاجة لاختبار معامل المرونة لتطوير الخلطات الخرسانية للتحقق من إمكانية الحصول على معامل المرونة المحدد. من الضروري تحديد كل من  $E_c$  وعمر الاختبار. يتم إجراء الاختبار للتحقق من تحقيق معامل المرونة المحدد أثناء الإنشاء وفقاً لتقدير محترف التصميم المرخص، بما في ذلك تحديد معايير القبول. قد يطلب مسؤول البناء المحلي أيضاً إجراء اختبار ميداني.

(b) Concrete mixture proportions shall be established in accordance with Article 4.2.3 of **ACI 301** or by an alternative method acceptable to the licensed design professional. Alternative methods shall have a probability of satisfying the strength requirements for acceptance tests of standard cured specimens that meets or exceeds the probability associated with the method in Article 4.2.3 of ACI 301. If Article 4.2.3 of ACI 301 is used, the strength test records used for establishing and documenting concrete mixture proportions shall not be more than 24 months old.

(ب) تحدد نسب الخلطة الخرسانية وفقاً للمادة 4.2.3 من **ACI 301** أو بطريقة بديلة مقبولة لدى محترف التصميم المرخص. يجب أن تشمل الطرق البديلة على استيفاء متطلبات مقاومة اختبارات القبول الخاصة بالعينات القياسية التي تلي أو تتجاوز الاحتمالية المصاحبة للطريقة الواردة في المادة 4.2.3 من **ACI 301**. إذا تم استخدام المادة 4.2.3 من **ACI 301**، فإن اختبار المقاومة يجب ألا يزيد عمر السجلات المستخدمة لإنشاء وتوثيق نسب الخلطات الخرسانية عن 24 شهراً.

(c) The concrete materials used to develop the concrete mixture proportions shall correspond to those to be used in the proposed Work.

(ج) تكون المواد الخرسانية المستخدمة لتطوير نسب الخلطات الخرسانية مطابقة لتلك المستخدمة في العمل المقترح.

(d) If different concrete mixtures are to be used for different portions of proposed Work, each mixture shall comply with the concrete mixture requirements stated in the construction documents.

(د) في حالة استخدام خلطات خرسانية مختلفة لأجزاء مختلفة من العمل المقترح، يجب أن يتوافق كل خلطة مع متطلبات الخلطة الخرسانية الواردة في مستندات التشييد.

(e) Shotcrete mixture proportions shall be established so that shotcrete satisfies (1) through (3):

- (1) Can be placed without segregation and fully encase reinforcement.
- (2) Meets durability requirements given in the construction documents.
- (3) Conforms to strength test requirements for shotcrete.

(هـ) يتم تحديد نسب الخلطة للخرسانة المرشوشة بحيث تستوفي الخرسانة المرشوشة من (1) إلى (3):

- (1) يمكن وضعها دون فصل وتغليف التسليح بالكامل.
- (2) تستوفي بمتطلبات المتانة الواردة في وثائق البناء.
- (3) تتوافق مع متطلبات اختبار مقاومة الخرسانة المرشوشة.

R26.4.3.1(b) Article 4.2.3 of ACI 301 contains the statistical procedures for selecting the required average strength that were included previously in the Code. Alternatively, the concrete producer may provide evidence acceptable to the licensed design professional that the concrete can be proportioned by another method to meet the project requirements and the acceptance criteria of 26.12.3. The Code presumes that the probability of not meeting the acceptance criteria in 26.12.3 is not more than 1 in 100. Following the method of proportioning in ACI 301 will maintain this level of risk. A key factor in evaluating any proposed alternative proportioning method should be its ability to preserve this presumed level of risk. Refer to ACI 214R for additional information.

**R26.4.3.1(ب)** تتضمن المادة 4.2.3 من **ACI 301** الإجراءات الإحصائية لاختيار متوسط المقاومة المطلوبة التي كانت مدرجة سابقاً في الكود. وبدلاً من ذلك، قد يقدم منتج الخرسانة دليلاً مقبولاً لمحترف التصميم المرخص له بأن الخرسانة يمكن أن تتناسب مع طريقة أخرى لتلبية متطلبات المشروع ومعايير القبول في 26.12.3. يفترض الكود أن احتمال عدم استيفاء معايير القبول في 26.12.3 لا يزيد عن 1 من كل 100. وبعد طريقة التناسب في **ACI 301** سوف يحافظ على هذا المستوى من المخاطر. يجب أن يكون العامل الرئيسي في تقييم أي طريقة تنسب بديلة مقترحة هو قدرتها على الحفاظ على هذا المستوى المفترض للمخاطر. ارجع إلى **ACI 214R** للحصول على معلومات إضافية.

**R26.4.3.1(d)** If more than one concrete mixture is used for the project, each mixture is required to satisfy Code requirements. A change in concrete constituents, such as sources or types of cementitious materials, aggregates, or admixtures, is considered a different mixture. A minor change in mixture proportions made in response to field conditions is not considered a new mixture. Concrete mixture requirements to be placed in the construction documents are given in 26.4.2.1(a).

**R26.4.3.1(د)** إذا تم استخدام أكثر من خلطة خرسانية للمشروع، فإن كل خلطة مطلوبة لتلبية متطلبات الكود. يعتبر التغيير في المكونات الخرسانية، مثل مصادر أو أنواع المواد الأسمنتية، أو الركام، أو الخلطات، خليطاً مختلفاً. لا يعتبر التغيير الطفيف في نسب الخلطات التي تتم استجابة للظروف الحقلية خليطاً جديداً. يتم وضع متطلبات الخلطة الخرسانية التي يجب وضعها في وثائق البناء في 26.4.2.1(أ).

## CODE

### الكود

26.4.4 Documentation of concrete mixture characteristics

26.4.4.1 Compliance requirements:

**26-4-4** توثيق خصائص الخلطات الخرسانية  
**26.4.4.1** متطلبات الامتثال:

(a) Documentation of concrete mixture characteristics shall be submitted for review by the licensed design professional before the mixture is used and before making changes to mixtures already in use. Evidence of the ability of the proposed mixture to comply with the fresh and hardened concrete mixture requirements in the construction documents shall be included in the documentation. The evidence shall include records of consecutive strength tests, as defined in 26.12.1.1, of the same concrete mixture used in previous projects or the results of laboratory trial batches of the proposed mixture.

(أ) يجب تقديم توثيق خصائص الخلطة الخرسانية للمراجعة من قبل محترف التصميم المرخص قبل استخدام الخلطة وقبل إجراء تغييرات على الخلطات المستخدمة بالفعل. يجب أن يشمل التوثيق على دليل على قدرة الخليط المقترح على الامتثال لمتطلبات الخلطة الخرسانية الطازجة والمتصلبة في وثائق البناء. يجب أن يشمل الدليل سجلات اختبارات المقاومة المتتالية ، كما تم تعريفها في 26.12.1.1 ، من نفس الخلطة الخرسانية المستخدم في المشاريع السابقة أو نتائج مجموعات التجارب المعملية للخليط المقترح.

(b) If field or laboratory test data are not available, and  $f_c' \leq 35$  Mpa, concrete proportions shall be based on other experience or information, if approved by the licensed design professional. If  $f_c' > 35$  Mpa, test data documenting the characteristics of the proposed mixtures are required.

(ب) إذا كانت بيانات الاختبار الميداني أو المعملية غير متاحة، و  $f_c' \leq 35$  Mpa، فيجب أن تستند النسب للخرسانة إلى الخبرة أو المعلومات الأخرى ، إذا وافق عليها محترف التصميم المرخص. إذا كان  $f_c' > 35$  Mpa ، فإن بيانات الاختبار التي توثق خصائص الخلطات المقترحة مطلوبة.

(c) It shall be permitted to modify mixtures during the course of the Work. Before using the modified mixture, evidence acceptable to the licensed design professional shall be submitted to demonstrate that the modified mixture complies with the concrete mixture requirements in the construction documents.

(ج) يسمح تعديل الخلطات أثناء سير العمل. قبل استخدام الخلطة المعدلة، يجب تقديم دليل مقبول لمحترف التصميم المرخص لإثبات أن الخلطة المعدلة تتوافق مع متطلبات الخلطة الخرسانية في وثائق البناء.

## COMMENTARY

### التعليق

R26.4.4 Documentation of concrete mixture characteristics

**R26.4.4** توثيق خصائص الخلطات الخرسانية

**R26.4.4.1(a)** Review of the proposed concrete mixture is necessary to ensure that it is appropriate for the project and meets all of the requirements for strength and durability as established by the licensed design professional. The licensed design professional typically reviews the documentation on a proposed concrete mixture to evaluate the likelihood that the concrete will meet the strength-test acceptance requirements of 26.12.3 and that acceptable materials are used. The statistical principles discussed in ACI 214R can be useful in evaluating the likelihood that a proposed mixture will meet the strength-test requirements of 26.12.3. Concrete mixture requirements to be placed in the construction documents are given in 26.4.2.1(a).

**R26.4.4.1 (أ)** يعد مراجعة الخلطة الخرسانية المقترحة ضروريا لضمان ملائمتها للمشروع وتلبية جميع متطلبات المقاومة والمتانة التي يحددها محترف التصميم المرخص. عادة ما يقوم محترف التصميم المرخص بمراجعة الوثائق المتعلقة بالخلطة الخرسانية المقترحة لتقييم احتمال أن تلبى الخرسانة متطلبات قبول اختبار المقاومة في 26.12.3 وأن يتم استخدام المواد المقبولة. يمكن أن تكون المبادئ الإحصائية التي نوقشت في ACI 214R مفيدة في تقييم احتمالية تطابق الخلطة المقترحة مع متطلبات اختبار المقاومة في 26.12.3. يتم وضع متطلبات الخلطة الخرسانية التي يجب وضعها في وثائق البناء في 26.4.2.1 (أ).

**R26.4.4.1(b)** If  $f_c' \leq 35$  Mpa and test data are not available, concrete mixture proportions should be established to produce a sufficiently high average strength such that the likelihood that the concrete would not meet the strength acceptance criteria would be acceptably low. Guidance on an appropriate average strength is provided in ACI 214R. The purpose of this provision is to allow construction to continue when there is an unexpected interruption in concrete supply and there is not sufficient time for testing and evaluation. It also applies for a small project where the cost of trial mixture data is not justified.

**R26.4.4.1 (ب)** إذا لم تتوفر  $f_c' \leq 35$  Mpa وبيانات الاختبار ، ينبغي تحديد نسب الخلطة الخرسانية للحصول على متوسط مقاومة عالية بما يكفي بحيث يكون احتمال عدم استيفاء الخرسانة لمعايير قبول المقاومة منخفضة بشكل مقبول. يتم توفير إرشادات حول متوسط المقاومة المناسبة في ACI 214R. الغرض من هذا الحكم هو السماح للبناء بالاستمرار عندما يكون هناك انقطاع غير متوقع في إمدادات الخرسانة وليس هناك وقت كاف للاختبار والتقييم. كما ينطبق أيضا على مشروع صغير لا يتم فيه تبرير تكلفة بيانات الخلطة التجريبية.

**R26.4.4.1(c)** It is sometimes necessary or beneficial to adjust concrete mixtures during the course of a project. Conditions that could result in mixture adjustments include changes in concrete materials, seasonal temperature fluctuations, or changes in conveying and placing methods. Additionally, an adjustment to a concrete mixture may be required or appropriate if strength tests are lower or higher than required.

**R26.4.4.1 (ج)** قد يكون من الضروري أو المفيد أحياناً ضبط الخلطات الخرسانية أثناء سير المشروع. تشمل الظروف التي يمكن أن تؤدي إلى تعديلات الخلطة التغييرات في المواد الخرسانية ، وتقلبات درجات الحرارة الموسمية ، أو التغييرات في طرق النقل والوضع. بالإضافة إلى ذلك ، قد تكون هناك حاجة إلى تعديل الخلطة الخرسانية أو مناسبا إذا كانت اختبارات المقاومة أقل أو أعلى من المطلوب.



## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

(d) Documentation of shotcrete mixture characteristics shall be submitted for review by the licensed design professional before the mixture is used and before making changes to mixtures already approved. Evidence of the ability of the proposed shotcrete mixture to comply with the shotcrete mixture requirements in the construction documents shall be included in the documentation.

(د) يجب تقديم توثيق خصائص الخلطة للخرسانة المرشوشة للمراجعة من قبل محترف التصميم المرخص له قبل استخدام الخلطة وقبل إجراء تغييرات على الخلطات المعتمدة بالفعل. يجب أن يشتمل التوثيق على دليل على قدرة الخلطة للخرسانة المرشوشة المقترحة على الامتثال لمتطلبات خلطة الخرسانة المرشوشة في وثائق البناء.

## 26.5—Concrete production and construction

### 26.5 - إنتاج الخرسانة والبناء

## R26.5—Concrete production and construction

Detailed recommendations for mixing, handling, transporting, and placing concrete are given in ACI 304R.

### R26.5 - إنتاج الخرسانة والبناء

يتم توصيل التوصيات المفصلة الخاصة بالخلط والتعبئة والنقل ووضع الخرسانة في ACI 304R.

### 26.5.1 Concrete production

#### 26.5.1 إنتاج الخرسانة

### R26.5.1 Concrete production

#### R26.5.1 إنتاج الخرسانة

#### 26.5.1.1 Compliance requirements:

- (a) Cementitious materials and aggregates shall be stored to prevent deterioration or contamination.  
(b) Material that has deteriorated or has been contaminated shall not be used in concrete.

#### 26.5.1.1 متطلبات الامتثال:

- (أ) تخزين المواد الأسمنتية والركام لمنع التدهور أو التلوث .  
(ب) لا تستخدم المواد التي تعرضت للتلف أو الملوثة في الخرسانة.

- (c) Equipment for mixing and transporting concrete shall conform to **ASTM C94M** or **ASTM C685M**.

(ج) تكون معدات الخلط ونقل الخرسانة مطابقة للمواصفة **ASTM C94M** أو **ASTM C685M**.

- (d) Ready-mixed and site-mixed concrete shall be batched, mixed, and delivered in accordance with **ASTM C94M** or **ASTM C685M**.

(د) يتم خلط وتسليم الخرسانة الجاهزة والمخلوطة بالموقع طبقاً للمواصفة **ASTM C94M** أو **ASTM C685M**.

- R26.5.1.1(c) ASTM C94M** and **ASTM C685M** address operational requirements for equipment used to produce concrete.

**R26.5.1.1 (ج)** تتناول **ASTM C94M** و **ASTM C685M** المتطلبات التشغيلية للمعدات المستخدمة في إنتاج الخرسانة.

**R26.5.1.1(d)** **ASTM C94M** is a specification for ready mixed concrete whereby materials are primarily measured by mass (weight) and production is by batches. This is the more common method of concrete production, and it is also used in precast concrete plants. **ASTM C685M** is a specification for concrete where materials are measured by volume and the production is by continuous mixing. These specifications include provisions for capacity of mixers, accuracy of measuring devices, batching accuracy, mixing and delivery, and tests for evaluating the uniformity of mixed concrete.

**R26.5.1.1 (د)** **ASTM C94M** هي مواصفة للخرسانة الجاهزة ، حيث يتم قياس المواد أساساً بالكتلة (الوزن) والإنتاج على دفعات. هذه هي الطريقة الأكثر شيوعاً لإنتاج الخرسانة ، كما تستخدم أيضاً في مصانع الخرسانة مسبقة الصب . **ASTM C685M** هي مواصفات للخرسانة حيث يتم قياس المواد بالحجم ويتم إنتاجها عن طريق الخلط المستمر. وتشمل هذه المواصفات أحكاماً تتعلق بقدرة الخلاطات، ودقة أجهزة القياس ، ودقة الخلط ، والاختلاط والتسليم ، واختبارات تقييم توحيد الخرسانة المختلطة.

## CODE

### الكود

#### 26.5.2 Concrete placement and consolidation

##### 26.5.2 وضع الخرسانة وتصلبها

##### 26.5.2.1 Compliance requirements:

###### 26.5.2.1 متطلبات الامتثال:

(a) Debris and ice shall be removed from spaces to be occupied by concrete before placement.

(أ) يجب إزالة الحطام والجليد من المساحات التي تشغلها الخرسانة قبل الوضع.

(b) Standing water shall be removed from place of deposit before concrete is placed unless a tremie is to be used or unless otherwise permitted by both the licensed design professional and the building official.

(ب) يجب إزالة المياه الراكدة من مكان وضعها قبل وضع الخرسانة ما لم يتم استخدام الهزاز أو ما لم يُسمح بخلاف ذلك من قبل كل من محترف التصميم المرخص ومسؤول البناء.

(c) Equipment used to convey concrete from the mixer to the location of final placement shall have capabilities to achieve the placement requirements.

(ج) يجب أن تكون المعدات المستخدمة لنقل الخرسانة من الخلاط إلى موقع الوضع النهائي قادرة على تحقيق متطلبات الوضع.

(d) Concrete shall not be pumped through pipe made of aluminum or aluminum alloys.

(د) يجب عدم ضخ الخرسانة عبر الأنابيب المصنوعة من الألومنيوم أو سبائك الألومنيوم.

## COMMENTARY

### التعليق

#### R26.5.2 Concrete placement and consolidation

##### R26.5.2 وضع الخرسانة وتصلبها

R26.5.2.1(a) Forms need to be cleaned before beginning to place concrete. In particular, sawdust, nails, wood pieces, and other debris that may collect inside forms need to be removed.

R26.5.2.1 (أ) يجب تنظيف القوالب قبل البدء في وضع الخرسانة. على وجه الخصوص، يجب إزالة نشارة الخشب والأظافر وقطع الخشب والحطام الأخرى التي قد تجمع داخل القوالب.

R26.5.2.1(b) The tremie referred to in this provision is not a short tube or "elephant trunk." It is a full-depth pipe used in accordance with accepted procedures for placing concrete under water. Information regarding placing concrete using a tremie is given in ACI 304R.

R26.5.2.1 (ب) لا يعتبر الهزاز المشار إليه في هذا الحكم أنبوبًا قصيرًا أو "جذع الفيل". وهو أنبوب عميق يستخدم وفقًا للإجراءات المقبولة لوضع الخرسانة تحت الماء. معلومات عن وضع الخرسانة باستخدام الهزاز ويرد في ACI 304R.

R26.5.2.1(c) The Code requires the equipment for handling and transporting concrete to be capable of supplying concrete to the place of deposit continuously and reliably under all conditions and for all methods of placement. This applies to all placement methods, including pumps, belt conveyors, pneumatic systems, wheelbarrows, buggies, crane buckets, and tremies.

R26.5.2.1 (ج) يشترط الكود أن تكون المعدات المستخدمة في مناولة ونقل الخرسانة قادرة على توريد الخرسانة إلى مكان الإيداع بشكل مستمر وموثوق به في جميع الظروف ولجميع طرق الوضع. وينطبق ذلك على جميع طرق الوضع، بما في ذلك المضخات، والناقلات الحزامية، وأنظمة الهواء المضغوط، وعربات اليد، والعربات، والرافعات، والوضع.

R26.5.2.1(d) Loss of strength can result if concrete is pumped through pipe made of aluminum or aluminum alloy. Hydrogen gas generated by the reaction between the cement alkalies and the aluminum eroded from the interior of the pipe surface has been shown to cause strength reduction as much as 50 percent. Hence, equipment made of aluminum or aluminum alloys should not be used for pump lines, tremies, or chutes other than short chutes such as those used to convey concrete from a truck mixer.

R26.5.2.1 (د) يمكن أن ينتج عن فقدان المقاومة إذا تم ضخ الخرسانة من خلال أنابيب مصنوعة من الألومنيوم أو سبائك الألومنيوم. وقد تبين أن غاز الهيدروجين المتولد عن التفاعل بين القلويات الأسمنتية والألمنيوم المتآكل من باطن سطح الأنابيب يسبب انخفاضًا في المقاومة يصل إلى 50 بالمائة. ومن ثم لا ينبغي استخدام معدات مصنوعة من الألومنيوم أو سبائك الألومنيوم لخطوط المضخات، أو الهزازات، أو المزالت والغير المزالت القصيرة مثل تلك المستخدمة لنقل الخرسانة من خلاطة الشاحنة.



(e) Concrete shall be placed in accordance with (1) through (5):

- (1) At a rate to provide an adequate supply of concrete at the location of placement.
  - (2) At a rate so concrete at all times has sufficient workability such that it can be consolidated by the intended methods.
  - (3) Without segregation or loss of materials.
  - (4) Without interruptions sufficient to permit loss of workability between successive placements that would result in cold joints.
  - (5) Deposited as near to its final location as practicable to avoid segregation due to rehandling or flowing.
- (f) Concrete that has been contaminated or has lost its initial workability to the extent that it can no longer be consolidated by the intended methods shall not be used.

- (هـ) يتم وضع الخرسانة وفقاً لـ (1) حتى (5):
- (1) بمعدل لتوفير إمدادات كافية من الخرسانة في موقع الوضع.
  - (2) بمعدل الخرسانة في جميع الأوقات لديه قابلية تشغيل كافية بحيث يمكن تصلبها بالطرق المقصودة.
  - (3) دون فصل أو فقدان المواد.
  - (4) بدون انقطاعات كافية للسماح بفقدان قابلية التشغيل بين المواضع المتتالية التي قد تؤدي إلى مفاصل باردة.
  - (5) الموضوعية وبالقرب من المكان النهائي ممكن لتجنب الفصل بسبب أعاده المناولة أو التدفق.
- (و) لا يسمح استخدام الخرسانة الملوثة أو التي فقدت قابليتها التشغيلية الأولى إلى الحد الذي يتعذر فيه التصلب بالطرق المقصودة.

(g) Retempering concrete in accordance with the limits of **ASTM C94** shall be permitted unless otherwise restricted by the licensed design professional.

(ز) يسمح بإعادة استخدام الخرسانة وفقاً لقيود **ASTM C94** ما لم يتم تقييد خلاف ذلك من قبل محترف التصميم المرخص.

(h) After starting, concreting shall be carried on as a continuous operation until the completion of a panel or section, as defined by its boundaries or predetermined joints.

(ح) بعد البدء ، يتم تنفيذ الخرسانة كعملية مستمرة حتى الانتهاء من لوحة أو مقطع ، كما هو محدد بواسطة حدوده أو مفاصل محددة سلفاً

(i) Concrete shall be consolidated by suitable means during placement and shall be worked around reinforcement and embedment and into corners of forms.

(ط) يجب تصلب الخرسانة بوسائل مناسبة أثناء الوضع والعمل حول التسليح والغرز وفي زوايا القوالب.

R26.5.2.1(e) Concrete should be available at a supply rate consistent with the capacity of the placement equipment and the placement crew. Concrete supplied at a faster rate than can be accommodated by placement equipment or crew can result in loss of workability of concrete in equipment waiting to discharge. Excessive delays in the supply of concrete can cause previous placements to stiffen and result in the formation of cold joints. Each step in the handling and transporting of concrete needs to be controlled to maintain uniformity within a batch and from batch to batch. It is important to minimize segregation of the coarse aggregate from the mortar or of water from the other ingredients. Rehandling and transferring concrete over large distances from delivery vehicles to the point of placement in the structure can cause segregation of materials. The Code therefore requires that concrete be deposited as close to its final location as possible. However, self-consolidating concrete mixtures can be developed to flow longer distances and maintain their stability with minimal segregation. Guidance on self-consolidating concrete is provided in **ACI 237R**.

**R26.5.2.1 (هـ)** يجب أن تكون الخرسانة متاحة بمعدل التوريد بما يتفق مع قدرة معدات الوضع وطاقم الوضع. الخرسانة التي يتم توفيرها بمعدل أسرع مما يمكن استيعابه من قبل معدات الوضع أو الطاقم يمكن أن يؤدي إلى فقدان قابلية الخرسانة للتشغيل في المعدات التي تنتظر التصريف. يمكن أن يؤدي التأخر الزائد في توريد الخرسانة إلى تصلب المواضع السابقة والنتيجة لتشكيل المفاصل الباردة. يجب التحكم في كل خطوة في مناولة ونقل الاحتياجات للخرسانة للمحافظة على التوحيد داخل الدفعة ومن الدفعة إلى الدفعة. من المهم تقليل فصل الركام الخشن من المونة أو الماء من المكونات الأخرى. إن إعادة تحويل ونقل الخرسانة على مسافات كبيرة من مركبات التسليم إلى نقطة الوضع في المنشأ يمكن أن يؤدي إلى فصل المواد. وبالتالي، يتطلب الكود وضع الخرسانة في أقرب مكان ممكن لها. ومع ذلك، يمكن تطوير الخلطة الخرسانية ذاتية التصلب لتدقيق مسافات أطول والحفاظ على استقرارها مع الحد الأدنى من الفصل. يتم توفير التوجيه على الخرسانة ذاتية التصلب في **ACI 237R**.

**R26.5.2.1(g) ASTM C94M** permits water addition to mixed concrete before concrete is discharged to bring it up to the specified slump range as long as prescribed limits on the maximum mixing time and w/cm are not violated.

**R26.5.2.1 (g)** تسمح المواصفة **ASTM C94M** بإضافة الماء إلى الخرسانة المختلطة قبل أن يتم تفريغ الخرسانة لتصل إلى مدى الهبوط المحدد طالما لم يتم خرق الحدود الموصوفة في وقت الخلط الأقصى و w / cm.

**R26.5.2.1(i)** Detailed recommendations for consolidation of concrete are given in **ACI 309R**. This guide presents information on the mechanism of consolidation and provides recommendations on equipment characteristics and procedures for various types of concrete mixtures.

**R26.5.2.1 (ي)** ترد التوصيات التفصيلية لتصلب الخرسانة في المواصفة **ACI 309R**. يقدم هذا الدليل معلومات عن آلية التصلب ويقدم توصيات بشأن خصائص المعدات وإجراءاتها لمختلف أنواع الخلطات الخرسانية.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

(j) Prior to placement of a new layer of shotcrete, rebound and overspray from adjacent placements shall be removed.  
(k) Cuttings and rebound shall not be incorporated into the Work.

(ي) يجب إزالة طبقة جديدة من الخرسانة المرشوشة والارتداد والرش الزائد من المواضع المجاورة قبل وضعها.  
(ك) لا يتم دمج القطع والارتداد في العمل.

(l) Shotcrete surfaces intended to receive subsequent shotcrete placement shall be roughened to a full amplitude of approximately 6 mm before the shotcrete has reached final set.  
(m) Before placing additional material onto hardened shotcrete, laitance shall be removed, joints shall be cleaned, and the surface shall be dampened.

(ل) يجب أن تكون خشونة أسطح الخرسانة المرشوشة التي تهدف إلى استقبال مواضع الخرسانة المرشوشة اللاحقة بسعة كاملة تبلغ حوالي 6 مم قبل أن تصل الخرسانة المرشوشة إلى الوضع النهائي.  
(م) قبل وضع مواد إضافية على الخرسانة المرشوشة المتصلبة ، يجب إزالة الأجزاء اللاصقة ، وتنظيف المفاصل ، وترطيب السطح.

(n) In-place fresh shotcrete that exhibits sags, sloughs, segregation, honeycombing, or sand pockets shall be removed and replaced.

(ن) يجب إزالة واستبدال الخرسانة المرشوشة الطازجة في الموقع التي تحتوي على ترهل أو عوارض أو فصل أو مسامات (ثقوب) أو جيوب رملية.

(o) A certified shotcrete nozzle operator shall place all shotcrete.

(س) يجب أن يقوم مشغل فوهة الخرسانة المرشوشة المعتمد بوضع كل الخرسانة المرشوشة.

(p) If a project-specific shotcrete mockup panel is required, each nozzle operator shall have demonstrated the ability to shoot an approved shotcrete mockup panel.

(ع) إذا كانت هناك حاجة إلى لوحة من الخرسانة المرشوشة الخاصة بمشروع معين ، يجب أن يكون كل مشغل للفوهة قد أظهر القدرة على إطلاق لوحة من الخرسانة المرشوشة المعتمدة.

**R26.5.2.1(j and k)** Rebound material is loose aggregate and cement paste that bounces off after colliding with formwork, reinforcement, or a hardened shotcrete surface. Overspray is the paste-rich material that separates from the stream during shotcreting and adheres to nearby reinforcement and formwork. Adjacent surfaces are typically protected from overspray. Cuttings refers to shotcrete that has been applied beyond the finish face and is cut off during trimming or rod finishing. Rod finishing refers to the use of a hard-edged tool or rod to cut excess material by trimming, slicing, or scraping the exposed shotcrete to a true line and grade.

**R26.5.2.1 (j and k)** المواد الارتجاعية (الارتدادية) عبارة عن ركام مفكك ومعجون أسمنتية ترتد بعد الاصطدام مع القوالب أو التسليح أو سطح خرساني متصلب. إن الرش الزائد هي مادة غنية بالمعجون تنفصل عن المجرى أثناء عملية الرش وتلتصق بالتسليح والقوالب المجاورة. عادة ما تكون الأسطح المجاورة محمية من الرش الزائد. تشير عمليات القطع إلى الخرسانة المرشوشة التي تم وضعها خارج السطح النهائي ويتم قطعها أثناء التشذيب أو تشطيب القضييب. يشير تشطيب القضييب إلى استخدام أداة أو قضييب ذو حواف صلبة لقص المواد الزائدة عن طريق تقليم أو تشريح أو كشط الخرسانة المرشوشة المكشوفة إلى خط وتدرج حقيقي.

**R26.5.2.1(n)** If the shotcrete sags because of improper consistency, adjacent vibration, or improper finishing, those sections should also be removed and replaced. **ACI 506.4R** provides additional recommendations for repairing shotcrete.

**R26.5.2.1 (n)** في حالة ترهل الخرسانة المرشوشة بسبب التوافق الغير سليم أو الاهتزاز المجاور أو التشطيب الغير مناسب ، يجب أيضًا إزالة هذه المقاطع واستبدالها. يوفر **ACI 506.4R** توصيات إضافية لإصلاح الخرسانة المرشوشة.

**R26.5.2.1(o)** Nozzle operators become certified through testing and training programs that include written and performance examinations. Each shotcrete nozzle operator should be certified in accordance with the applicable ACI certification program for dry-mix or wet-mix shotcrete (both are covered by **CPP 660.1-15**).

**R26.5.2.1 (o)** تصبح مشغلات الفوهات معتمدة من خلال برامج الاختبار والتدريب التي تتضمن اختبارات تحريرية والأداء يجب أن يكون كل مشغل فوهة الخرسانة المرشوشة معتمدًا وفقًا لبرنامج اعتماد **ACI** المطبق للخلطة الجافة أو الرطبة للخرسانة المرشوشة (كلاهما مغطى بـ **CPP 660.1-15**).

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

### 26.5.3 Curing

#### 26.5.3 المعالجة

#### 26.5.3.1 Design information:

(a) If supplementary tests of field-cured specimens are required to verify adequacy of curing and protection, the number and size of test specimens and the frequency of these supplementary tests.

#### 26.5.3.1 المعلومات التصميمية:

(أ) إذا كانت هناك حاجة إلى اختبارات إضافية للعينات المعالجة ميدانيا للتحقق من كفاية المعالجة والحماية، وعدد وحجم عينات الاختبار وتكرار هذه الاختبارات الإضافية.

#### 26.5.3.2 Compliance requirements:

(a) Concrete, other than high-early-strength, shall be maintained at a temperature of at least 10°C and in a moist condition for at least the first 7 days after placement, except if accelerated curing is used.

(b) High early-strength concrete shall be maintained at a temperature of at least 10°C and in a moist condition for at least the first 3 days after placement, except if accelerated curing is used.

#### 26.5.3.2 متطلبات الامتثال:

(أ) يتم الاحتفاظ بالخرسانة، بخلاف مقاومة عالية في وقت مبكر، عند درجة حرارة لا تقل عن 10 درجة مئوية وفي حالة رطوبة لمدة 7 أيام على الأقل بعد الوضع، إلا إذا تم استخدام المعالجة السريعة.

(ب) يتم الحفاظ على الخرسانة عالية المقاومة في وقت مبكر عند درجة حرارة لا تقل عن 10 درجة مئوية وفي حالة رطوبة خلال الأيام الثلاثة الأولى على الأقل بعد الوضع، إلا إذا تم استخدام المعالجة السريعة.

(c) Accelerated curing to accelerate strength gain and reduce time of curing is permitted using high-pressure steam, steam at atmospheric pressure, heat and moisture, or other process acceptable to the licensed design professional. If accelerated curing is used, (1) and (2) shall apply:

(1) Compressive strength at the load stage considered shall be at least the strength required at that load stage. (2) Accelerated curing shall not impair the durability of the concrete.

(ج) يسمح بالتسريع في المعالجة لتسريع كسب المقاومة وتقليل وقت المعالجة باستخدام البخار عالي الضغط، والبخار عند الضغط الجوي، والحرارة والرطوبة، أو أي عملية أخرى مقبولة لدى محترف التصميم المرخص.

إذا تم استخدام المعالجة السريعة، يجب تطبيق (1) و (2):

(1) يجب أن تكون قوة الانضغاط في مرحلة الحمل على الأقل المقاومة المطلوبة في مرحلة الحمل هذه.

(2) لا تضعف المعالجة السريعة متانة الخرسانة.

**R26.5.3 Curing**—Detailed recommendations for curing concrete are given in **ACI 308R**. This guide presents basic principles of proper curing and describes the various methods, procedures, and materials for curing of concrete.

**R26.5.3 المعالجة** - توضح **ACI 308R** توصيات مفصلة لمعالجة الخرسانة. يقدم هذا الدليل المبادئ الأساسية للمعالجة الصحيح ويصف الطرق والإجراءات والمواد المختلفة لمعالجة الخرسانة.

**R26.5.3.2(c)** This section applies whenever an accelerated curing method is used, whether for precast or cast-in place elements. **EB-001.15**, and **PCI MNL 116**, and **PCI MNL 117** provide general information on accelerated curing. Accelerated curing procedures require careful attention to obtain uniform and satisfactory results. Preventing moisture loss during the curing is essential. The compressive strength of accelerated-cured concrete is not as high at later ages as that of nominally identical concrete continuously cured under moist conditions at moderate temperatures. Also, the modulus of elasticity,  $E_c$ , of accelerated-cured specimens may vary from that of specimens moist-cured at normal temperatures.

**R26.5.3.2 (ج)** ينطبق هذا القسم كلما استُخدمت طريقة المعالجة السريعة، سواء بالنسبة للعناصر المصبوبة في الموقع أو مسبقة الصب. يوفر **EB-001.15** و **PCI MNL 116** و **PCI MNL 117** معلومات عامة حول المعالجة السريعة. تتطلب إجراءات المعالجة السريعة الانتباه بعناية للحصول على نتائج موحدة ومرضية. منع فقدان الرطوبة أثناء المعالجة أمر ضروري. إن مقاومة الضغط للخرسانة المعالجة ليست عالية في الأعمار المتأخرة حيث أن الخرسانة ذات الاسمية متطابقة باستمرار يتم معالجتها تحت ظروف رطوبة في درجات حرارة معتدلة. أيضاً، قد يختلف معامل المرونة،  $E_c$ ، للعينات المُعجّلة من عينات المعالجة بالرطوبة في درجات الحرارة العادية.

(d) If required by the building official or licensed design professional, results of tests of cylinders made and cured in accordance with (1) and (2) shall be provided in addition to results of standard-cured cylinder strength tests.

- (1) At least two 150 x 300 mm. or at least three 100 x 200 mm. field-cured cylinders shall be molded at the same time and from the same samples as standard-cured cylinders;
- (2) Field-cured cylinders shall be cured in accordance with the field curing procedure of **ASTM C31M** and tested in accordance with **ASTM C39M**.

(د) إذا كان مطلوباً من مسؤول البناء أو محترف التصميم المرخص، يجب تقديم نتائج اختبارات الأسطوانات المصنعة والمعالجة وفقاً لكل من (1) و (2) بالإضافة إلى نتائج اختبارات مقاومة الأسطوانة القياسية. (1) على الأقل اثنين 150 × 300 ملم. أو ثلاثة على الأقل 100 × 200 ملم. تصنع الأسطوانات التي يتم معالجتها في الموقع في نفس الوقت ومن نفس العينات مثل الأسطوانات القياسية؛ (2) يجب معالجة الأسطوانات ميدانياً وفقاً لإجراءات المعالجة الميدانية لـ **ASTM C31M** واختبارها طبقاً لـ **ASTM C39M**

(e) Procedures for protecting and curing concrete shall be considered adequate if (1) or (2) are satisfied:

- (1) Average strength of field-cured cylinders at test age designated for determination of  $f_c'$  is equal to or at least 85 percent of that of companion standard-cured cylinders.
- (2) Average strength of field-cured cylinders at test age exceeds  $f_c'$  by more than 3.5 Mpa.

(هـ) تعتبر إجراءات حماية ومعالجة الخرسانة كافية إذا (1) أو (2) مستوفيه: (1) متوسط مقاومة الأسطوانات المعالجة في الموقع في عمر الاختبار المحدد لتحديد  $f_c'$  يساوي أو على الأقل 85 في المئة من ذلك من الأسطوانات المرافقة للمعالجة القياسية. (2) متوسط مقاومة الأسطوانات المعالجة في الموقع في عمر الاختبار يزيد عن  $f_c'$  بأكثر من 3.5 ميجاباسكال

**R26.5.3.2(d)** Strengths of cylinders cured under field conditions may be required to evaluate the adequacy of curing and protection of concrete in the structure. The Code provides a specific criterion in 26.5.3.2(e) for judging the adequacy of curing and protection afforded to the structure. For a valid comparison, field-cured cylinders and companion standard-cured cylinders need to be made from the same sample. Field-cured cylinders are to be cured, as nearly as possible, under the same conditions as the structure. The field-cured cylinders should not be treated more favorably than the structural members they represent. In evaluating test results of field-cured cylinders, it should be recognized that even if cylinders are protected in the same manner as the structure, they may not experience the same temperature history as the concrete in the structure. This different temperature history occurs because heat of hydration may be dissipated differently in a cylinder compared with the structural member.

**R26.5.3.2(د)** قد تتطلب مقاومة الأسطوانات المعالجة في ظروف ميدانية لتقييم مدى ملائمة ومعالجة الخرسانة في المنشأ. يوفر الكود معياراً محدداً في 26.5.3.2 (هـ) للحكم على مدى ملائمة المعالجة والحماية المتاحة للمنشأ. لإجراء مقارنة صحيحة، يجب عمل أسطوانات معالجة ميدانياً وأسطوانات قياسية رفيقة من نفس العينة. يجب معالجة الأسطوانات المعالجة ميدانياً، قدر الإمكان، في ظل نفس ظروف المنشأ. يجب ألا يتم التعامل مع الأسطوانات المعالجة ميدانياً بشكل أفضل من العناصر الإنشائية التي يمثلونها. عند تقييم نتائج اختبار الأسطوانات المعالجة ميدانياً، يجب إدراك أنه حتى لو تمت حماية الأسطوانات بنفس طريقة المنشأ، فقد لا تواجه نفس تاريخ درجة الحرارة مثل الخرسانة في المنشأ. يحدث هذا التاريخ لدرجات الحرارة المختلفة لأن حرارة الماء قد تتبدد بشكل مختلف في الأسطوانة مقارنة بالعناصر الإنشائية.

**R26.5.3.2(e)** Research (Bloem 1968) has shown that the strength of cylinders protected and cured to simulate good field practice should be at least about 85 percent of standard cured cylinders if both are tested at the age designated for  $f_c'$ . Thus, a value of 85 percent has been set as a rational basis for judging the adequacy of field curing. The comparison is made between the measured strengths of companion field-cured and standard-cured cylinders, not between the strength of field-cured cylinders and the specified value of  $f_c'$ . Test results for the field-cured cylinders are considered satisfactory, however, if the strength of field-cured cylinders exceeds  $f_c'$  by more than 3.5 Mpa, even though they fail to reach 85 percent of the strength of companion standard cured cylinders. The 85 percent criterion is based on the assumption that concrete is maintained above 10°C and in a moist condition for at least the first 7 days after placement, or high-early strength concrete is maintained above 10°C and in a moist condition for at least the first 3 days after placement. If the field-cured cylinders do not provide satisfactory strength by this comparison, steps need to be taken to improve the curing. If the tests indicate a possible serious deficiency in strength of concrete in the structure, core tests may be required, with or without supplemental wet curing, to evaluate the structural adequacy, as provided in 26.12.6.

**(e) R26.5.3.2** أظهر البحث (Bloem 1968) أن مقاومة الأسطوانات المحمية والمعالجة لمحاكاة الخرسانة الميدانية الجيدة ينبغي أن تكون على الأقل حوالي 85 في المائة من الأسطوانات المعالجة ميدانياً إذا تم اختبار كلاهما في العمر المعينة لـ  $f_c$  وهكذا، تم تعيين قيمة 85 في المئة كأساس عقلاني للحكم على كفاية المعالجة الميدانية. يتم إجراء المقارنة بين المقاومة المقاسة للأسطوانات المصحوبة بالمعالجة ميدانياً والمعالجة قياسية، وليس بين مقاومة الأسطوانات المعالجة ميدانياً والقيمة المحددة لـ  $f_c$  تعتبر نتائج اختبار الأسطوانات المعالجة ميدانياً مرضية، ومع ذلك ، إذا تجاوزت مقاومة الأسطوانات المجال  $f_c$  بأكثر من 3.5 ميجاباسكال، على الرغم من أنها فشلت في الوصول إلى 85 في المائة من مقاومة الأسطوانات المرافقة للمعالجة القياسية. يعتمد معيار 85٪ على افتراض أن الخرسانة يتم الحفاظ عليها فوق 10 درجة مئوية وفي حالة رطوبة على الأقل خلال الأيام السبعة الأولى بعد وضعها، أو يتم الحفاظ على الخرسانة عالية المقاومة في وقت مبكر فوق 10 درجة مئوية وفي حالة رطوبة في على الأقل أول 3 أيام بعد وضعها. إذا لم توفر الأسطوانات المعالجة ميدانياً مقاومة كافية من خلال هذه المقارنة، فيجب اتخاذ خطوات لتحسين المعالجة. إذا كانت الاختبارات تشير إلى وجود عجز خطير محتمل في مقاومة الخرسانة في المنشأ، قد تكون هناك حاجة إلى اختبارات أساسية، مع أو بدون معالجة مبللة إضافية ، لتقييم مدى الكفاءة الانتشائية ، على النحو المنصوص عليه في 26.12.6.

- (f) Shotcrete shall be cured in accordance with (1) through (3).  
 (1) For 24 hours from completion of placement, initial curing shall be provided by one of the following methods:  
 (i) Ponding, fogging, or continuous sprinkling;  
 (ii) Absorptive mat, fabric, or other protective covering kept continuously moist;  
 (iii) Application of a membrane-forming curing compound.  
 (2) After 24 hours from completion of placement, final curing shall be provided by one of the following methods:  
 (i) Same method used in the initial curing process;  
 (ii) Sheet materials;  
 (iii) Other moisture-retaining covers kept continuously moist.  
 (3) Final curing shall be maintained for a minimum duration of:  
 (i) 7 days,  
 (ii) 3 days if either a high-early-strength cement or an accelerating admixture is used.

**R26.5.3.2(f)** If using a curing compound, it will usually be necessary to apply the compound at a higher rate than the manufacturer's recommendation because of the rougher surface of many shotcrete applications.

**(R26.5.3.2و)** في حالة استخدام مركب معالجة ، سيكون من الضروري عادةً تطبيق المركب بمعدل أعلى من توصية الشركة المصنعة بسبب السطح الخشن للعديد من تطبيقات الخرسانة المرشوشة.

- (و) يجب معالجة الخرسانة المرشوشة وفقاً لـ (1) حتى (3).  
 (1) لمدة 24 ساعة من الانتهاء من الوضع ، يتم توفير المعالجة الأولية بإحدى الطرق التالية:  
 (ط) البرك أو الضباب أو الرش المستمر ؛  
 '2' إبقاء حصيرة أو قماش أو أي غطاء وقائي آخر رطباً باستمرار ؛  
 (3) تطبيق معالجة مركبة تشكيل - غشاء.  
 (2) بعد 24 ساعة من الانتهاء من الوضع ، يتم توفير المعالجة النهائية بإحدى الطرق التالية:  
 (ط) نفس الطريقة المستخدمة في عملية المعالجة الأولية ؛  
 '2' المواد الورقية ؛  
 '3' أغطية الاحتفاظ بالرطوبة الأخرى تظل رطبة باستمرار.  
 (3) يجب الحفاظ على المعالجة النهائية لمدة لا تقل عن:  
 (ط) 7 أيام ،  
 '2' 3 أيام في حالة استخدام أسمنت عالي المقاومة أو خلطة سريعة المعالجة.



## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

#### 26.5.4 Concreting in cold weather

##### 26.5.4 صب الخرسانة في الطقس البارد

##### 26.5.4.1 Design information:

##### 26.5.4.1 معلومات تصميمية:

(a) Temperature limits for concrete as delivered in cold weather.

(i) حدود درجة الحرارة للخرسانة كما يتم تسليمها في الطقس البارد.

##### 26.5.4.2 Compliance requirements:

(a) Adequate equipment shall be provided for heating concrete materials and protecting concrete during freezing or near-freezing weather.

(b) Frozen materials or materials containing ice shall not be used.

(c) Forms, fillers, and ground with which concrete is to come in contact shall be free from frost and ice.

(d) Concrete materials and production methods shall be selected so that the concrete temperature at delivery complies with the specified temperature limits.

##### 26.5.4.2 متطلبات الامتثال:

(أ) يجب توفير معدات كافية لتسخين المواد الخرسانية وحماية الخرسانة أثناء الطقس المتجمد أو شبه المتجمد .

(ب) لا يسمح استخدام المواد المجمدة أو المواد المحتوية على الثلج .

(ج) تكون القوالب والحشوات والأرض التي تكون الخرسانة عليها ملائمة خالية من الصقيع والجليد .

(د) يتم اختيار المواد الخرسانية وطرق الإنتاج بحيث تتوافق درجة حرارة الخرسانة عند التسليم مع حدود درجة الحرارة المحددة.

#### 26.5.5 Concreting in hot weather

##### 26.5.5 صب الخرسانة في الطقس الحار

##### 26.5.5.1 Design information:

##### 26.5.5.1 معلومات تصميمية:

(a) Temperature limits for concrete as delivered in hot weather.

(i) حدود درجة الحرارة للخرسانة كما يتم تسليمها في الطقس الحار.

**R26.5.4** Concreting in cold weather—Detailed recommendations for cold weather concreting are given in ACI 306R. Specification requirements for concreting in cold weather are provided in ACI 301 and ACI 306.1. If both ACI 301 and ACI 306.1 are referenced in construction documents, the governing requirements should be identified.

**R26.5.4** صب الخرسانة في الطقس البارد - تردد التوصيات التفصيلية بصب الخرسانة في الطقس البارد في ACI 306R. يتم توفير متطلبات المواصفات لصب الخرسانة في الطقس البارد في ACI 301 و ACI 306.1 إذا تمت الإشارة إلى كل من ACI 301 و ACI 306.1 في مستندات الإنشاء، فيجب تحديد متطلبات الإدارة.

**R26.5.4.1(a)** ASTM C94M, ACI 306R, and ACI 301 contain requirements and recommendations for concrete temperature based on section size.

**R26.5.4.1 (i)** تحتوي ASTM C94M و ACI 306R و ACI 301 على متطلبات وتوصيات لدرجة حرارة الخرسانة بناءً على حجم المقطع.

**R26.5.5** Concreting in hot weather—Detailed recommendations for hot weather concreting are given in ACI 305R. This guide identifies the hot weather factors that affect concrete properties and construction practices and recommends measures to eliminate or minimize undesirable effects. Specification requirements for concreting in hot weather are provided in ACI 301 and ACI 305.1.

**R26.5.5** صب الخرسانة في الطقس الحار - توضح التوصيات التفصيلية الخاصة بصب الخرسانة في الطقس الحار في ACI 305R. يحدد هذا الدليل عوامل الطقس الحار التي تؤثر على خصائص الخرسانة وتطبيقات البناء ويوصي باتخاذ تدابير للقضاء على التأثيرات الغير مرغوبة أو تقليلها. يتم توفير متطلبات المواصفات لصب الخرسانة في الطقس الحار في ACI 301 و ACI 305.1.

**R26.5.5.1(a)** ACI 301 and ACI 305.1 limit the maximum concrete temperature to 35°C at the time of placement.

**R26.5.5.1 (i)** ACI 301 و ACI 305.1 يحددان درجة حرارة الخرسانة القصوى إلى 35 درجة مئوية عند وقت وضع الخرسانة.



## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

#### 26.5.5.2 Compliance requirements:

(a) Concrete materials and production methods shall be selected so that the concrete temperature at delivery complies with the specified temperature limits.

(b) Handling, placing, protection, and curing procedures shall limit concrete temperatures or water evaporation that could reduce strength, serviceability, and durability of the member or structure.

#### 26.5.5.2 متطلبات الامتثال:

(أ) يتم اختيار المواد الخرسانية وطرق الإنتاج بحيث تتوافق درجة حرارة الخرسانة عند التسليم مع حدود درجة الحرارة المحددة .  
(ب) يجب أن تحد إجراءات المناولة والوضع والحماية والمعالجة من درجة حرارة الخرسانة أو تبخر المياه التي يمكن أن تقلل من مقاومة خدمة أو متانة العنصر أو المنشأ.

#### 26.5.6 Construction, contraction, and isolation joints

##### 26.5.6 فواصل البناء والانكماش والعزل

##### 26.5.6.1 Design information:

(a) If required by the design, locations and details of construction, isolation, and contraction joints.

##### 26.5.6.1 معلومات تصميمية:

(أ) إذا تطلب بواسطة التصميم مواقع وتفصيل فواصل البناء والعزل والانكماش.

(b) Details required for transfer of shear and other forces through construction joints.

(ب) التفاصيل المطلوبة لنقل القص والقوى الأخرى من خلال فواصل البناء.

(c) Surface preparation, including intentional roughening of hardened concrete surfaces where concrete is to be placed against previously hardened concrete.

(ج) إعداد السطح، بما في ذلك التخشين المتعمد لأسطح الخرسانة المتصلبة حيث توضع الخرسانة مقابل الخرسانة مسبقة التصلب.

(d) Locations where shear is transferred between as rolled steel and concrete using headed studs or welded reinforcing bars requiring steel to be clean and free of paint.

(د) المواقع التي يتم فيها نقل القص بين الحديد المجلفن والخرسانة باستخدام مسامير ذات رأس أو اسياخ التسليح الملحومة التي تتطلب من الحديد أن يكون نظيف وخالي من الطلاء .

**R26.5.6** Construction, contraction, and isolation joints— For the integrity of the structure, it is important that joints in the structure be located and constructed as required by the design. Any deviations from locations indicated in construction documents should be approved by the licensed design professional. Construction or other joints should be located where they will cause the least weakness in the structure. Lateral force design may require additional consideration of joints during design.

**R26.5.6** فواصل البناء ، و ، الانكماش والعزل - من أجل سلامة المنشأ ، من المهم تحديد موقع الفواصل في المنشأ وبنائها وفقاً لما يتطلبه التصميم. يجب أن تتم الموافقة على أي انحرافات عن المواقع المشار إليها في وثائق الإنشاء من قبل محترف التصميم المرخص. يجب أن يكون موقع فواصل البناء أو الفواصل الأخرى حيث سبب أقل ضعف في المنشأ. قد يتطلب تصميم القوة الجانبية مزيداً من التفكير في الفواصل أثناء التصميم.

**R26.5.6.1(b)** Shear keys, intermittent shear keys, diagonal dowels, or shear friction may be used where force transfer is required. If shear friction at a joint interface in accordance with 22.9 is invoked in the design, include applicable construction requirements in the construction documents.

**R26.5.6.1 (ب)** يمكن استخدام مفاتيح القص أو مفاتيح القص المتقطعة أو الاشاير المائلة أو احتكاك القص حيثما يكون مطلوباً نقل القوة. إذا تم طلب احتكاك - قص في مفصل مشترك وفقاً لـ 22.9 في التصميم، يجب تضمين متطلبات الإنشاء المطبق في مستندات الإنشاء.

**R26.5.6.1(c)** The preparations referenced are applicable if design for shear friction is in accordance with 22.9 and for contact surfaces at construction joints for structural walls.

**R26.5.6.1 (ج)** تكون التحضيرات المرجعية قابلة للتطبيق إذا كان تصميم احتكاك القص يتوافق مع 22.9 والأسطح الملامسة في فواصل البناء للجران الإنشائية.

**R26.5.6.1(d)** The locations referenced are those for which design for shear friction is in accordance with 22.9.

**R26.5.6.1 (د)** المواقع المرجعية هي تلك التي فيها تصميم احتكاك القص بالنسبة 22.9.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

(e) Surface preparation including intentional roughening if composite topping slabs are to be cast in place on a precast floor or roof intended to act structurally with the precast members.

(هـ) إعداد السطح بما في ذلك التخشين المتعمد إذا كانت البلاطة العلوية المركبة ستصب في الموقع على أرضية مسبقة الصب أو في السقف بهدف العمل بطريقة أنشائية مع العناصر مسبقة الصب.

(f) For shotcrete, location of construction joints for which square joints are permitted.

(و) بالنسبة للخرسانة المرشوشة ، يسمح في موقع فواصل البناء الفواصل المربعة.

#### 26.5.6.2 Compliance requirements:

##### 26.5.6.2 متطلبات الامتثال:

(a) Joint locations or joint details not shown or that differ from those indicated in construction documents shall be submitted for review by the licensed design professional.

(إ) يجب تقديم مواقع الفاصل أو تفاصيل الفاصل الغير موضحة أو التي تختلف عن تلك المشار إليها في وثائق الإنشاء للمراجعة من قبل محترف التصميم المرخص.

(b) Except for prestressed concrete, construction joints in floor and roof systems shall be located within the middle third of spans of slabs, beams, and girders unless otherwise approved by the licensed design professional.

(ب) فيما عدا الخرسانة مسبقة الإجهاد، يجب أن تقع فواصل البناء في أنظمة الأرضيات والسقف في الثلث الأوسط من بحور البلاطة، والكمرات، والكمرات الرئيسية ما لم يتم الموافقة على خلاف ذلك من قبل محترف التصميم المرخص.

(c) Construction joints in girders shall be offset a distance of at least two times the width of intersecting beams, measured from the face of the intersecting beam, unless otherwise approved by the licensed design professional.

(d) Construction joints shall be cleaned and laitance removed before new concrete is placed.

(e) Surface of concrete construction joints shall be intentionally roughened if specified.

(f) Immediately before new concrete is placed, construction joints shall be prewetted and standing water removed.

(ج) يجب أن يتم أزاحة فواصل البناء في الكمرات مسافة لا تقل عن ضعف عرض الكمرات المتقاطعة، مقاسة من وجه الكمرات المتقاطعة، ما لم يوافق محترف التصميم المرخص على خلاف ذلك .

(د) يجب تنظيف فواصل البناء وإزالة اللاصق قبل وضع الخرسانة الجديدة .

(هـ) يجب تخشين السطح بغرض فواصل البناء الخرسانية إذا تم تحديدها.

(و) على الفور قبل وضع الخرسانة الجديدة، يجب أن تكون فواصل البناء مسبقة الترطيب وإزالة المياه الراكدة.

**R26.5.6.2(a)** If the licensed design professional does not designate specific joint locations, the contractor should submit joint locations for construction to the licensed design professional for review to determine that the proposed locations do not impact the performance of the structure.

**R26.5.6.2 (إ)** إذا لم يحدد محترف التصميم المرخص مواقع الفاصل المحددة ، ينبغي على المقاول تقديم مواقع الفاصل إلى محترف التصميم المرخص لمراجعتها لتحديد أن المواقع المقترحة التي لا تؤثر على أداء المنشأ.

R26.5.6.2(b) Tendons of continuous post-tensioned slabs and beams are usually stressed at a point along the span where the tendon profile is at or near the centroid of the concrete cross section. Therefore, interior construction joints are usually located within the end thirds of the span rather than the middle third of the span. Construction joints located within the end thirds of continuous post-tensioned slab and beam spans have a long history of satisfactory performance; therefore, 26.5.6.2(b) is not applicable to prestressed concrete.

**R26.5.6.2 (ب)** عادة ما يتم أجهاد كابلات الشد للبلاطة والكمرات المستمرة لاحقة الشد عند نقطة على طول البحر حيث المقطع الطولي للكابل عند أو بالقرب من المركز للمقطع العرضي. لذلك، عادةً ما توجد فواصل البناء الداخلية في الثلث الأخير من البحر بدلاً من الثلث الأوسط من البحر. إن فواصل البناء التي تقع في الثلث الأخير من بحور البلاطة والكمرات المستمرة لاحقة الشد لها تاريخ طويل من الأداء المرضي؛ لذلك، **26.5.6.2(b)** لا ينطبق على الخرسانة مسبقة الإجهاد.

(g) For shotcrete, construction joint surfaces shall be cut at a 45-degree angle to the finished surface, unless a square joint is designated in the construction documents.

(h) For shotcrete, construction joints proposed at locations not shown on the construction documents shall be submitted to the licensed design professional for approval prior to shotcrete placement.

(ز) بالنسبة للخرسانة المرشوشة ، يتم قطع أسطح فاصل البناء بزاوية 45 درجة على السطح النهائي ، ما لم يتم تحديد وصلة مربعة في وثائق البناء.  
(ح) بالنسبة للخرسانة المرشوشة ، يجب أن تقدم فواصل البناء المقترحة في المواقع الغير موضحة في وثائق البناء إلى محترف التصميم المرخص للموافقة عليها قبل وضع الخرسانة المرشوشة.

#### 26.5.7 Construction of concrete members

##### 26.5.7 بناء عناصر خرسانية

##### 26.5.7.1 Design information:

(a) Details required to accommodate dimensional changes resulting from prestressing, creep, shrinkage, and temperature.

##### 26.5.7.1 معلومات تصميمية:

(أ) التفاصيل مطلوبة لاستيعاب تغيرات الأبعاد الناتجة عن الإجهاد المسبق والزحف والانكماش والحرارة.

(b) Identify if a slab-on-ground is designed as a structural diaphragm or part of the seismic-force-resisting system.

(ب) تحديد ما إذا كان قد تم تصميم بلاطة أرضية كغشاء أنشائي أو جزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية.

(c) Details for construction of sloped or stepped footings designed to act as a unit.

(d) Locations where slab and column concrete placements are required to be integrated during placement in accordance with 15.5.

(e) Locations where steel fiber-reinforced concrete is required for shear resistance in accordance with 9.6.3.1.

(ج) تفاصيل لبناء الأساسات المائلة أو المتدرجة مصممة للعمل كوحدة .

(د) المواقع التي يلزم فيها دمج مواقع للبلاطات والأعمدة الخرسانية أثناء الوضع وفقاً للفقرة 15.5 .

(هـ) المواقع التي تتطلب الخرسانة المسلحة بالألياف المعدنية لمقاومة القص وفقاً لـ 9.6.3.1.

##### 26.5.7.2 Compliance requirements:

##### 26.5.7.2 متطلبات الامتثال:

(a) Beams, girders, or slabs supported by columns or walls shall not be cast until concrete in the vertical support members is no longer plastic.

(أ) لا يتم صب الكمرات أو العوارض أو البلاطات المدعومة بالأعمدة أو الجدران حتى تصبح الخرسانة في عناصر الدعم الرأسية الغير طويلة اللدونة.

#### R26.5.7 Construction of concrete members

##### R26.5.7 بناء عناصر خرسانية

R26.5.7.1(b) Slabs-on-ground often act as a diaphragm to hold the building together at the ground level and minimize the effects of out-of-phase ground motion that may occur over the footprint of the building. The construction documents should clearly state that these slabs-on-ground are structural members so as to prohibit saw cutting of the slab. Refer also to 26.5.7.2(d).

R26.5.7.1 (ب) غالباً ما تعمل البلاطات الأرضية كغشاء لتثبيت المبنى مع بعضه في مستوى الأرض وتقليل التأثيرات الأرضية خارج الحدود التي قد تحدث فوق أساسات المبنى. يجب أن تنص وثائق البناء بوضوح على أن هذه البلاطات الأرضية هي عناصر أنشائية لمنع قص قطع البلاطة. راجع أيضاً إلى 26.5.7.2(d).

R26.5.7.2 (أ) تأخير في وضع الخرسانة في العناصر المدعومة بالأعمدة والجدران ضروري لتقليل التشقق المحتمل في سطح التداخل للبلاطة والعنصر الداعم الناجم عن تسريب وهبوط الخرسانة اللدنة في العنصر الداعم.

R26.5.7.2 (ب) التأخير في وضع الخرسانة في العناصر المدعومة بالأعمدة والجدران ضروري لتقليل التشقق المحتمل في سطح التداخل للبلاطة والعنصر الداعم الناجم عن تسريب وهبوط الخرسانة اللدنة في العنصر الداعم.

R26.5.7.2 (أ) تأخير في وضع الخرسانة في العناصر المدعومة بالأعمدة والجدران ضروري لتقليل التشقق المحتمل في سطح التداخل للبلاطة والعنصر الداعم الناجم عن تسريب وهبوط الخرسانة اللدنة في العنصر الداعم.

R26.5.7.2 (ب) التأخير في وضع الخرسانة في العناصر المدعومة بالأعمدة والجدران ضروري لتقليل التشقق المحتمل في سطح التداخل للبلاطة والعنصر الداعم الناجم عن تسريب وهبوط الخرسانة اللدنة في العنصر الداعم.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

(b) Beams, girders, haunches, drop panels, shear caps, and capitals shall be placed monolithically as part of a slab system, unless otherwise shown in construction documents.

(ب) توضع الكمرات، والعوارض، والفواصل (الأركان)، والبلاطات المسقطة، وتاج القص، بشكل متجانس كجزء من نظام البلاطة، ما لم يُنص على خلاف ذلك في وثائق البناء.

(c) At locations where slab and column concrete placements are required to be integrated during placement, column concrete shall extend full slab depth at least 600 mm into floor slab from face of column and be integrated with floor concrete.

(ج) في المواقع التي يلزم فيها تكامل مواضع خرسانة العمود والبلاطة أثناء وضعها، يجب أن تمتد خرسانة الأعمدة إلى العمق الكامل للبلاطة على الأقل 600 ملم في بلاطة الأرضية من وجه العمود وأن تكون متكاملة مع خرسانة الأرضية.

(d) Saw cutting in slabs-on-ground identified in the construction documents as structural diaphragms or part of the seismic-force-resisting system shall not be permitted unless specifically indicated or approved by the licensed design professional.

(د) لا يسمح بقص القطع في البلاطة الأرضية المحددة في وثائق التشييد كأغشية إنشائية أو جزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية إلا إذا تم تحديدها أو اعتمادها من قبل محترف التصميم المرخص.

### 26.6—Reinforcement materials and construction requirements

#### 26.6 - مواد التسليح ومتطلبات البناء

##### 26.6.1 General

##### 26.6.1 عام

##### 26.6.1.1 Design information:

- (a) ASTM designation and grade of reinforcement.
- (b) Type, size, location requirements, detailing, and embedment length of reinforcement.
- (c) Concrete cover to reinforcement.

##### 26.6.1.1 معلومات تصميمية:

- (أ) تعيين ASTM ودرجة التسليح.
- (ب) متطلبات النوع والحجم والموقع والتفصيل لتسليح طول الغرز.
- (ج) غطاء خرساني للتسليح.

(d) Location and length of lap splices.

(د) موقع وطول توصيلات التداخل.

(e) Type and location of mechanical splices.

(f) Type and location of end-bearing splices.

- (هـ) نوع وموقع التوصيلات الميكانيكية.
- (و) نوع وموقع التوصيلات التحميل الطرفي.

R26.5.7.2(b) Separate placement of slabs and beams, haunches, or similar elements is permitted if shown in the construction documents and if provision has been made to transfer forces as required in 22.9.

R26.5.7.2(b) يُسمح بوضع منفصل للبلاطة والكمرات والفواصل (الأركان) أو العناصر المماثلة إذا كانت موضحة في مستندات التشييد وإذا أدرج نقل القوى حسب المطلوب في 22-9.

R26.5.7.2(c) Application of the concrete placement procedure described in 15.3 requires the placing of two different concrete mixtures in the floor system. It is the responsibility of the licensed design professional to indicate in the construction documents where the high and low-strength concretes are to be placed.

R26.5.7.2 (ج) يتطلب تطبيق إجراء الوضع للخرسانة الموصوف في 15.3 وضع خلطتين خرسانية مختلفة في نظام الأرضية. تقع على عاتق محترف التصميم المرخص أن يبين في وثائق البناء مكان وضع الخرسانة ذات المقاومة العالية والمنخفضة.

R26.5.7.2(d) This restriction applies to slabs identified as structural diaphragms in 26.5.7.1(b).

R26.5.7.2 (د) ينطبق هذا القيد على البلاطات المحددة كأغشية إنشائية في 26.5.7.1(b).

### R26.6—Reinforcement materials and construction equipment

#### R26.6 - مواد التسليح ومتطلبات البناء

##### R26.6.1 General

##### R26.6.1 عام

R26.6.1.1(d) Splices should, if possible, be located away from points of maximum tensile stress. The lap splice requirements of 25.5.2 encourage this practice.

R26.6.1.1 (د) ينبغي، إذا أمكن، وضع التوصيلات بعيدا عن نقاط أقصى إجهاد شد. متطلبات التوصيل المتداخل من 25.5.2 تشجع هذه التطبيق.

(g) Type and location of welded splices and other required welding of reinforcing bars.

R26.6.1.1(g) Refer to R26.6.4.

R26.6.1.1 (g) الرجوع إلى R26.6.4.

(ز) نوع وموقع التوصيلات الملحومة واللحام الآخر مطلوب لاسياخ التسليح .

(h) ASTM designation for protective coatings of nonprestressed reinforcement.

(i) Corrosion protection for exposed reinforcement intended to be bonded with extensions on future Work.

(ح) تعيين ASTM للتغطيات الواقية للتسليح الغير مسبق الاجهاد .  
(ط) الحماية من التآكل للتسليح المكشوف المقصود أن تكون مرتبطة مع التمديدات في العمل المستقبلي

#### 26.6.1.2 Compliance requirements:

(a) Mill test reports for reinforcement shall be submitted.

26.6.1.2 متطلبات الامتثال:  
(ا) تقدم تقارير اختبار التآكل للتسليح .

(b) Nonprestressed reinforcement with rust, mill scale, or a combination of both shall be considered satisfactory, provided a hand wire-brushed representative test specimen of the reinforcement complies with the applied cable ASTM specification for the minimum dimensions (including height of deformations) and weight per unit length.

(ب) يجب اعتبار التسليح الغير مسبق الاجهاد مع الصدأ أو مقياس التآكل أو كلاهما مرضياً ، بشرط أن تكون عينة الاختبار التمثيلية المصنوعة من أسلاك مفروشة يدوياً متطابقة مع مواصفات ASTM الكابل للحد الأدنى للأبعاد (بما في ذلك ارتفاع الحلزونات) والوزن لكل وحدة الطول.

(c) Prestressing reinforcement shall be free of mill scale, pitting, and excessive rust. A light coating of rust shall be permitted.

(ج) يجب أن يكون التسليح مسبق الإجهاد خالياً من مقياس التآكل، والتفتير ، والصدأ الزائد . يتم السماح بطبقة خفيفة من الصدأ.

(d) At the time concrete is placed, reinforcement to be bonded shall be clean of ice, mud, oil, or other deleterious coatings that decrease bond.

(د) في الوقت الذي يتم فيه وضع الخرسانة، يجب أن يكون التسليح التي يتم ترابطة نظيف من الثلج أو الطين أو الزيت أو أي مواد تلطخ أخرى تقلل الترابط.

R26.6.1.2(b) Specific limits on rust are based on tests (Kemp et al. 1968) plus a review of earlier tests and recommendations. Kemp et al. (1968) provides guidance with regard to the effects of rust and mill scale on bond characteristics of deformed reinforcing bars. Research has shown that a normal amount of rust increases bond. Normal rough handling generally removes rust that is loose enough to impair the bond between the concrete and reinforcement.

R26.6.1.2 (ب) تستند القيود المحددة على الصدأ على الاختبارات (Kemp et al. 1968) بالإضافة إلى مراجعة الاختبارات والتوصيات السابقة. كيمب وآخرون (1968). يوفر التوجيه فيما يتعلق بآثار الصدأ ومقياس التآكل على خصائص الترابط لاسياخ التسليح المحلزن. أظهرت الأبحاث أن كمية الصدأ العادية تزيد الترابط. عادة ما تقضي المناولة الخشنة العادية على إزالة الصدأ الرخو بما يكفي لإعاقة الترابط بين الخرسانة والتسليح.

R26.6.1.2(c) Guidance for evaluating the degree of rusting on strand is given in Sason (1992).

R26.6.1.2 (ج) ترد إرشادات لتقييم درجة الصدأ على الخيوط في Sason (1992).

R26.6.1.2(d) The use of epoxy coating in accordance with 20.6.2 is permitted. Materials used for the protection of prestressed reinforcement against corrosion in unbonded tendons are not considered to be contaminants as described in this provision.

R26.6.1.2 (د) يُسمح باستخدام طلاء إيبوكسي وفقاً لمادة 20.6.2. لا تعتبر المواد المستخدمة لحماية التسليح مسبق الإجهاد ضد التآكل في كابلات الشد غير المرتبطة من الملوثات كما هو موصوف في هذا الحكم.



## 26.6.2 Placement

## 26.6.2 الوضع

## 26.6.2.1 Design information:

(a) Tolerances on location of reinforcement taking into consideration tolerances on  $d$  and specified concrete cover in accordance with Table 26.6.2.1(a)

## 26.6.2.1 معلومات تصميمية :

(أ) التفاوتات في موقع التسليح يجب أن يأخذ في الاعتبار التفاوتات على  $d$  والغطاء الخرساني المحدد وفقاً للجدول 26.6.2.1(a)

Table 26.6.2.1(a)—Tolerances on  $d$  and specified coverالجدول 26.6.2.1 (أ) - التفاوتات على  $d$  والغطاء المحدد

$d$ , mm	Tolerance on $d$ , mm	Tolerance on specified concrete cover, mm <sup>[1]</sup>
$\leq 200$	$\pm 10$	Smaller of: -10 - (1/3) - specified cover
$> 200$	$\pm 13$	Smaller of: -13 - (1/3) - specified cover

[1] Tolerance for cover to formed soffits is -6 mm.

[1] التفاوت للغطاء إلى الأجزاء المشكلة هو -6 ملم.

(b) Tolerance for longitudinal location of bends and ends of reinforcement in accordance with Table 26.6.2.1(b). The tolerance for specified concrete cover in Table 26.6.2.1(a) shall also apply at discontinuous ends of members.

(ب) التفاوت للموقع الطولي من الانحناءات وأطراف التسليح وفقاً للجدول 26.6.2.1 (ب). ينطبق التفاوت على الغطاء الخرساني المحدد في الجدول 26.6.2.1 (أ) أيضاً في نهايات العناصر الغير مستمرة.

(c) Tolerance for spacing of hoops in members of intermediate and special seismic systems:

- (1) Lesser of +40 mm and  $+1.5d_b$  of the smallest longitudinal bar.
- (2) Lesser of 1/12 of least side dimension of member and -75 mm.
- (3) Spacing adjustments shall result in no more than two hoops being in contact with each other.

(ج) التفاوت للتباعد بين الأطواق في عناصر الأنظمة الزلزالية المتوسطة والخاصة:

- (1) أصغر من +40 مم و  $+1.5d_b$  من أصغر سيخ طولي.
- (2) أصغر من 12/1 من أقل بعد جانبي للعنصر و -75 مم.
- (3) يجب ألا تؤدي تعديلات التباعد إلى وجود طوقين على الأقل ملاصق لبعضهما البعض.

## R26.6.2 Placement

## R26.6.2 الوضع

**R26.6.2.1** Generally accepted practice, as reflected in **ACI 117**, has established tolerances on total depth (formwork or finish) and fabrication of closed ties, stirrups, spirals, and truss bent reinforcing bars. The licensed design professional should specify more restrictive tolerances than those permitted by the Code when necessary to minimize the accumulation of tolerances resulting in excessive reduction in effective depth or cover. More restrictive tolerances have been placed on minimum clear distance to formed soffits because of their importance for durability and fire protection and because reinforcement is usually supported in such a manner that the specified tolerance is practical. More restrictive tolerances than those required by the Code may be desirable for prestressed concrete. In such cases, the construction documents should specify the necessary tolerances. Recommendations are provided in **ACI ITG-7**. The Code permits a reinforcement placement tolerance on effective depth  $d$  that is directly related to the flexural and shear strength of the member. Because reinforcement is placed with respect to edges of members and formwork surfaces,  $d$  is not always conveniently measured in the field. This provision is included in the design information section because tolerances on  $d$  should be considered in member design. Placement tolerances for cover are also provided. Tolerances for placement of reinforcement should be specified in accordance with **ACI 117** unless stricter tolerances are required.

The more restrictive tolerance for spacing of hoops in members of intermediate and special seismic systems is to provide better control against premature buckling of longitudinal bars.

**R26.6.2.1** إن التطبيقات المقبولة بشكل عام ، كما هو موضح في المواصفة **ACI 117** ، قد حددت التفاوتات في العمق الكلي (ال قالب أو التشطيب) وتصنيع الروابط المغلقة ، كانات ، الحلزونات ، وأسياخ التسليح المنحنية. يجب أن يحدد محترف التصميم المرخص قدرًا أكبر من التفاوتات من تلك المسموح بها بموجب الكود عند الضرورة للحد من تراكم التفاوتات مما يؤدي إلى انخفاض زائد في العمق أو الغطاء الفعال. تم وضع قدر أكبر من التفاوتات المقيدة على الحد الأدنى للمسافة الصافية للأجزاء المشكلة بسبب أهميتها بالنسبة للمتانة والحماية من الحريق ولأن التسليح يكون مدعوماً عادة بطريقة تجعل التفاوت المحدد عملياً. قد يكون التفاوت أكثر تقييداً من تلك التي تتطلبها الكود مرغوبة للخرسانة مسبقة الإجهاد. في مثل هذه الحالات، يجب أن تحدد وثائق الإنشاء التفاوتات اللازمة. يتم تقديم التوصيات في **ACI ITG-7** تسمح هذه الكود بتفاوت وضع التسليح على عمق فعال  $d$  يرتبط مباشرة بمقاومة الانحناء والقص للعنصر. نظراً لأن التسليح يوضع فيما يتعلق بحواف العناصر والأسطح، لا يتم دائماً قياس  $d$  بشكل ملائم في الموقع. يتم تضمين هذا الحكم في قسم معلومات التصميم لأن التفاوتات في  $d$  يجب أن تؤخذ بعين الاعتبار في تصميم العناصر. التفاوتات الوضع للغطاء متوفرة أيضاً. يجب تحديد تفاوتات وضع التسليح وفقاً لـ **ACI 117** ما لم تكن هناك حاجة إلى تفاوتات أكثر صرامة.

التفاوتات الأكثر تقييداً لتباعد الأطواق في عناصر الأنظمة الزلزالية المتوسطة والخاصة هو توفير تحكم أفضل ضد الانبعاج المبكر للأسياخ الطولية.



Table 26.6.2.1(b)—Tolerances for longitudinal location of bends and ends of reinforcement

الجدول 26.6.2.1 (ب) - تفاوتات الموقع الطولي للانحناءات وأطراف التسليح

Location of bends or reinforcement ends	Tolerances, mm
Discontinuous ends of brackets and corbels	±13
Discontinuous ends of other members	±25
Other locations	±50

26.6.2.2 Compliance requirements:

26.6.2.2 متطلبات الامتثال:

(a) Reinforcement, including bundled bars, shall be placed within required tolerances and supported to prevent displacement beyond required tolerances during concrete placement.

(أ) يجب وضع التسليح، بما في ذلك حزمة الاسياخ، ضمن التفاوتات المطلوبة ودعمها لمنع الانزاحة الى خارج من التفاوت المطلوب أثناء وضع الخرسانة.

R26.6.2.2(a) Reinforcement, including bundled bars, should be adequately supported in the forms to prevent displacement by concrete placement or workers. Bundled bars should be tied or otherwise fastened together to maintain their position, whether vertical or horizontal. Beam stirrups should be supported on the bottom form of the beam by supports such as continuous longitudinal beam bolsters. If only the longitudinal beam bottom reinforcement is supported, construction traffic can dislodge the stirrups as well as any top beam reinforcement tied to the stirrups.

R26.6.2.2 (أ) ينبغي الدعم الكافي للتسليح ، بما في ذلك حزمة الاسياخ، بشكل ملائم في القوالب لمنع الانزاحة بواسطة عمال او بوضع الخرسانة. يجب ربط حزمة الاسياخ أو تركيبها بطريقة أخرى للحفاظ على موقعها، سواء أكان عمودياً أو أفقياً. وينبغي دعم كانت الكمرات على القالب السفلي للكمرة بواسطة دعائم مثل مساند كمرة طولية مستمرة. إذا تم دعم التسليح السفلي الطولي للكمرة فقط، يمكن لحركة البناء أن تحرك الكانات وكذلك أي تسليح علوي للكمرة مرتبطة بالكانات.

(b) Spiral units shall be continuous bar or wire placed with even spacing and without distortion beyond the tolerances for the specified dimensions.

(ب) يجب أن تكون الوحدات الحلزونية عبارة عن سلك أو سبيكة متواصل يوضع مع مسافات متساوية وبدون تشوه يتجاوز التفاوتات للأبعاد المحددة.

R26.6.2.2(b) Spirals should be held firmly in place, at proper pitch and alignment, to prevent displacement during concrete placement. The Code has traditionally required spacers to hold the fabricated spiral cage in place, but alternate methods of installation are also permitted. If spacers are used, the following may be used for guidance: for spiral bar or wire smaller than 16 mm diameter, a minimum of two spacers should be used for spirals less than 500 mm in diameter, three spacers for spirals 500 to 750 mm in diameter, and four spacers for spirals greater than 750 mm in diameter. For spiral bar or wire 16 mm diameter or larger, a minimum of three spacers should be used for spirals 600 mm or less in diameter, and four spacers for spirals greater than 600 mm in diameter.

(c) Splices of reinforcement shall be made only as permitted in the construction documents, or as authorized by the licensed design professional.

(ج) يتم إجراء توصيلات التسليح فقط كما هو مسموح به في وثائق البناء، أو كما هو مخصص من قبل محترف التصميم المرخص.

R26.6.2.2(b) ينبغي تثبيت الحلزونات في مكانها الصحيح ، في الخطوة والمسار الصحيح ، لمنع الانزاحة أثناء وضع الخرسانة. يتطلب الكود تقليدياً للفواصل الاحتفاظ بقصص حلزوني مصنوع في مكانه، ولكن يسمح أيضاً بطرق بديلة للتركيب. إذا تم استخدام الفواصل، فيمكن استخدام ما يلي للتوجيه: للسبيكة الحلزونية أو السلك الأصغر من 16 ملم، يجب استخدام فاصلين على الأقل للحلزونات أقل من 500 ملم، وثلاث فواصل للحلزونات من 500 إلى 750 ملم قطر، وأربعة الفواصل للحلزونات أكبر من 750 ملم في القطر. بالنسبة للسبيكة الحلزونية أو السلك بقطر 16 ملم أو أكبر، يجب استخدام ثلاثة فواصل على الأقل للحلزونات بقطر 600 مم أو أقل، وأربعة فواصل للحلزونات التي يزيد قطرها عن 600 ملم.

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

(d) For longitudinal column bars forming an end bearing splice, the bearing of square cut ends shall be held in concentric contact.

(د) بالنسبة للأسياخ الطولية للعمود التي تشكل توصيلات التحميل الطرفي، يجب تثبيت نهايات القطع المربعة على الاتصال متحدة المركز.

(e) Bar ends shall terminate in flat surfaces within 1.5 degrees of a right angle to the axis of the bars and shall be fitted within 3 degrees of full bearing after assembly.

(هـ) تنتهي الأطراف للسبخ في الأسطح المسطحة في حدود 1.5 درجة من الزاوية اليمنى إلى محور الأسياخ، ويجب تركيبها في 3 درجات من التحميل الكامل بعد التجميع.

R26.6.2.2(d) Experience with end-bearing splices has been almost exclusively with vertical bars in columns. If bars are significantly inclined from the vertical, attention is required to ensure that adequate end-bearing contact can be achieved and maintained.

R26.6.2.2(د) كانت التجربة مع توصيلات التحميل الطرفي مخصصة مع الأسياخ الطولية في الأعمدة. إذا كانت الأسياخ مائلة بشكل كبير من الوضع الرأسى، فيجب الانتباه إلى أنه يمكن تحقيق الاتصال الكافي بالتحميل النهائي والمحافظة عليه.

R26.6.2.2(e) These tolerances represent practice based on tests of full-size members containing No. 57 bars.

R26.6.2.2(هـ) تمثل هذه التفاوتات تطبيق تستند إلى اختبارات لعناصر بالحجم الكامل تحتوي على أسياخ رقم 57.

### 26.6.3 Bending

#### 26.6.3 الانحناء

#### 26.6.3.1 Design information:

(a) Nonstandard bend geometry.

##### 26.6.3.1 معلومات تصميمية:

(أ) الخصائص الهندسية للانحناء الغير قياسي.

#### 26.6.3.2 Compliance requirements:

##### 26.6.3.2 متطلبات الامتثال:

(a) Reinforcement shall be bent cold prior to placement, unless otherwise permitted by the licensed design professional.

(أ) يجب أن يكون التسليح منحنى على البارد قبل وضعه ، ما لم يُسمح بخلاف ذلك من قبل محترف التصميم المرخص.

(b) Field bending of reinforcement partially embedded in concrete shall not be permitted, except as shown in the construction documents or permitted by the licensed design professional.

(ب) لا يسمح بالانحناء الميداني للتسليح المغمور جزئياً في الخرسانة ، باستثناء ما هو مبين في وثائق البناء أو المسموح به من قبل محترف التصميم المرخص.

(c) Offset bars shall be bent before placement in the forms.

(ج) تنحني الاسياخ المنتقلة قبل وضعها في القوالب.

### R26.6.3 Bending

#### R26.6.3 الانحناء

**R26.6.3.1** Bend radii larger than the minimums of Tables 25.3.1 and 25.3.2 may be required by geometric constraints or by 23.10 for discontinuity regions designed using the strut and tie method with curved-bar nodes. Nonstandard bends should be indicated on the drawings.

**R26.6.3.1** قد يتطلب الأمر انحناء نصف قطر أكبر من الحد الأدنى للجداولين 25.3.1 و 25.3.2 بواسطة قيود هندسية أو 23.10 لمناطق الانقطاع المصممة باستخدام طريقة ركيزة - شداد مع عقد السيخ المنحني . يجب الإشارة إلى الانحناءات الغير قياسية على الرسومات.

**R26.6.3.1(b)** Construction conditions may make it necessary to bend bars that have been embedded in concrete. Such field bending should not be done without authorization of the licensed design professional. Construction documents should specify whether the bars will be permitted to be bent cold or if heating should be used. Bends should be gradual and should be straightened as required. Tests (Black 1973; Stecich et al. 1984) have shown that ASTM A615M Grade 280 and Grade 420 reinforcing bars can be cold bent and straightened up to 90 degrees at or near the minimum diameter specified in 25.3. If cracking or breakage is encountered, heating to a maximum temperature of 820°C may avoid this condition for the remainder of the bars. Bars that fracture during bending or straightening can be spliced outside the bend region. Heating should be performed in a manner that will avoid damage to the concrete. If the bend area is within approximately 150 mm. of the concrete, some protective insulation may need to be applied. Heating of the bar should be controlled by temperature-indicating crayons or other suitable means. The heated bars should not be artificially cooled (with water or forced air) until after cooling to at least 320°C.

**R26.6.3.1(b)** قد تجعل ظروف البناء من الضروري غرز الاسياخ المنحنية في الخرسانة. لا ينبغي أن يتم هذا الانحناء ميدانياً دون إذن من محترف التصميم المرخص. يجب أن تحدد وثائق البناء ما إذا كان سيتم السماح للاسياخ أن يكون الانحناء على البارد أو إذا ينبغي أن يستخدم التسخين. يجب أن تكون الانحناءات تدريجية ويجب تقويمها حسب الحاجة. أثبتت الاختبارات (Black 1973; Stecich et al. 1984) أن أسياخ التسليح ASTM A615M من الدرجة 280 و الدرجة 420 يمكن انحنائها على البارد وتقويمها حتى 90 درجة عند أو بالقرب من الحد الأدنى للقطر المحدد في 25.3. في حالة مواجهة التشقق أو الكسر، قد يؤدي التسخين إلى درجة حرارة قصوى تبلغ 820 درجة مئوية إلى تجنب هذه الحالة لبقية الاسياخ. يمكن توصيل الاسياخ التي تتكسر أثناء التثبيت أو الاستقامة خارج منطقة الانحناء. يجب أن يتم التسخين بطريقة تتجنب إتلاف الخرسانة. إذا كانت منطقة الانحناء في حدود 150 ملم تقريباً. من الخرسانة، قد تحتاج إلى تطبيق بعض العزل الوقائي. يجب التحكم في تسخين السيخ بواسطة أقلام التسخين الحرارية أو أي وسيلة مناسبة أخرى. لا ينبغي تبريد الاسياخ المدفنة بشكل مصطنع (مع الماء أو الهواء) حتى بعد التبريد إلى 320 درجة مئوية على الأقل.

## 26.6.4 Welding

### 26.6.4 التلحيم

#### 26.6.4.1 Design information:

(a) Details for welding of anchor bars at the front face of brackets or corbels designed by the licensed design professional in accordance with 16.5.6.3(a).

#### 26.6.4.1 معلومات تصميمية:

(أ) تفاصيل تلحيم أسياخ التثبيت في الوجه الأمامي للأكتاف أو المساند التي صممها محترف التصميم المرخص وفقاً لـ 16.5.6.3 (أ).

#### 26.6.4.2 Compliance requirements:

(a) Welding of all nonprestressed bars shall conform to the requirements of AWS D1.4. ASTM specifications for bar reinforcement, except for ASTM A706M, shall be supplemented to require a mill test report of material properties that demonstrate conformance to the requirements in AWS D1.4.

#### 26.6.4.2 متطلبات الامتثال:

(أ) يجب أن يكون التلحيم لكل الأسياخ الغير مسبقة الاجهاد مطابقاً لمتطلبات AWS D1.4. يجب استكمال مواصفات ASTM لسيخ التسليح، باستثناء ASTM A706M ، لطلب تقرير اختبار التآكل عن خصائص المواد التي تثبت المطابقة للمتطلبات في AWS D1.4.

R26.6.4 Welding—If welding of reinforcing bars is required, the weldability of the steel and compatible welding procedures need to be considered. The provisions in AWS D1.4 cover aspects of welding reinforcing bars, including criteria to qualify welding procedures. Weldability of the steel is based on its carbon equivalent (CE), calculated from the chemical composition of the steel. AWS D1.4 establishes preheat and interpass temperatures for a range of carbon equivalents and reinforcing bar sizes. AWS D1.4 has two expressions for calculating CE. The expression considering only the elements carbon and manganese is to be used for bars other than ASTM A706M. A more comprehensive CE expression is given for ASTM A706M bars, which is identical to the CE formula presented in ASTM A706M. ASTM A706M covers low-alloy steel reinforcing bars intended for applications that require controlled tensile properties, welding, or both. Weldability is accomplished in ASTM A706M by requiring the CE not to exceed 0.55 percent and controlling the chemical composition. The manufacturer is required by ASTM A706M to report the chemical analysis and carbon equivalent (Gustafson and Felder 1991). When welding reinforcing bars other than ASTM A706M, the construction documents should specifically require that the mill test report include chemical analysis results to permit calculation of the carbon equivalent. It is often necessary to weld to existing reinforcing bars in a structure when no mill test report of the existing reinforcement is available. This condition is particularly common in alterations or building expansions. AWS D1.4 states for such bars that a chemical analysis may be performed on representative bars. If the chemical composition is not known or obtained, AWS D1.4 requires a minimum preheat. For bars other than ASTM A706M, the minimum preheat required is 150°C for No. 19 bars or smaller, and 260°C for No. 22 bars or larger. The required preheat for all sizes of ASTM A706M bars is to be the temperature given in the Welding Code's table for minimum preheat corresponding to the range of CE "over 0.45 percent to 0.55 percent." Welding of the particular bars should be performed in accordance with AWS D1.4. It should also be determined if additional precautions are necessary, based on other considerations such as stress level in the bars, consequences of failure, and heat damage to existing concrete due to welding operations. AWS D1.4 requires the contractor to prepare welding procedure specifications (WPSs) conforming to the requirements of the Welding Code. Appendix A in AWS D1.4 contains a suggested form that shows the information required for a WPS. Welding of wire to wire, and of wire or welded wire reinforcement to reinforcing bars or structural steel elements is not covered by AWS D1.4. If welding of this type is required on a project, the construction documents should specify requirements or performance criteria for this welding. If cold-drawn wires are to be welded, the welding procedures should address the potential loss of yield strength and ductility achieved by the cold-working process (during manufacture) when such wires are heated by welding. These potential concerns are not an issue for machine and resistance welding as used in the manufacture of welded plain and deformed wire reinforcement covered by ASTM A1064M.

**R26.6.4** التلحيم - إذا كان تلحيم أسياخ التسليح مطلوبًا ، فيجب النظر في قابلية اللحام للحديد وإجراءات التلحيم المتوافقة. تغطي الأحكام الواردة في **AWS D1.4** معايير أسياخ اللحام، بما في ذلك معايير تأهيل إجراءات اللحام. تستند قابلية اللحام للحديد على ما يعادلها من الكربون (CE) ، محسوبة من التركيب الكيميائي للحديد. يحدد **AWS D1.4** درجات الحرارة مسبقة التسخين والحرارية فيما يتعلق بمجموعة من مكافئات الكربون وأحجام أسياخ التسليح. **AWS D1.4** يحتوي على تعبيرين لحساب CE. يتم استخدام التعبير الذي يعتبر فقط العناصر الكربونية والمغناطيسية للأسياخ غير **ASTM A706M**. يتم إعطاء تعبير CE أكثر شمولية للأسياخ **ASTM A706M** ، وهو مطابق لصيغة CE المقدمة في **ASTM A706M** تغطي **ASTM A706M** أسياخ حديد التسليح ذات سبيكة منخفضة المعدة للتطبيقات التي تتطلب خصائص شد محكم أو لحام أو كلاهما. يتم إنجاز قابلية اللحام في **ASTM A706M** عن طريق اشتراط عدم تجاوز الـ **CE 0.55 %** والتحكم في التركيب الكيميائي. مطلوب من الشركة المصنعة من قبل **ASTM A706M** للإبلاغ عن التحليل الكيميائي ومعادل الكربون (**Gustafson**) و (**Felder 1991**) عند لحام أسياخ التسليح الأخرى غير **ASTM A706M** ، يجب أن تتطلب وثائق الإنشاء على وجه التحديد أن يتضمن تقرير اختبار التآكل نتائج التحليل الكيميائي للسماح بحساب مكافئ الكربون. غالبًا ما يكون من الضروري لحام أسياخ التسليح الموجودة في هيكل عندما لا يوجد تقرير اختبار التآكل للتسليح الحالي. هذا الشرط شائع بشكل خاص في التعديلات أو بناء التوسعات **AWS D1.4**. تنص على مثل هذه الأسياخ أنه يمكن إجراء تحليل كيميائي على أسياخ تمثيلية. إذا لم يكن التركيب الكيميائي معروفًا أو تم الحصول عليه، فإن **AWS D1.4** يتطلب الحد الأدنى من التسخين المسبق. بالنسبة للأسياخ الأخرى غير **ASTM A706M** ، يكون الحد الأدنى للتسخين المسبق المطلوب هو 150 درجة مئوية لسيخ رقم 19 أو أصغر ، و 260 درجة مئوية للأسياخ رقم 22 أو أكبر. إن التسخين المسبق المطلوب لجميع أحجام أسياخ **ASTM A706M** هو أن تكون درجة الحرارة الواردة في جدول اللحام للحصول على الحد الأدنى من التسخين المطابق لنطاق الـ "CE أكثر من 0.45% إلى 0.55%". يجب أن يتم لحام أسياخ معينة وفقًا **AWS D1.4** يجب أيضًا تحديد ما إذا كانت هناك احتياطات إضافية ضرورية، استنادًا إلى اعتبارات أخرى مثل مستوى الإجهاد في الأسياخ، وعواقب الانهيار، وتلف الحرارة للخرسانة الموجودة بسبب عمليات اللحام. **AWS D1.4** يتطلب من المقاول إعداد مواصفات إجراءات اللحام (WPSs) المطابقة لمتطلبات كود اللحام. يحتوي الملحق A في **AWS D1.4** على نموذج مقترح يوضح المعلومات المطلوبة لنظام WPS. لا يغطي **AWS D1.4** لحام الأسلاك إلى الأسلاك، أو الأسلاك الملحومة إلى أسياخ التسليح أو العناصر المعدنية الإنشائية. إذا كان اللحام من هذا النوع مطلوبًا في المشروع، فيجب أن تحدد مستندات الإنشاء متطلبات أو معايير أداء هذا اللحام. إذا كانت الأسلاك المسحوقة على البارد يجب أن تكون ملحومة، فيجب أن تعالج إجراءات اللحام الفوائد المحتملة لمقاومة الخضوع والليونة الناتجة عن عملية التبريد (أثناء التصنيع) عندما يتم تسخين هذه الأسلاك عن طريق اللحام. هذه المخاوف المحتملة ليست قضية لحام آلة ومقاومة كما هو مستخدم في تصنيع السلك الملحوم وتشكيل السلك المحلزن الذي تغطيه **ASTM A1064M**.

(b) Welding of crossing bars shall not be used for assembly of reinforcement unless permitted by the licensed design professional.

(ب) لا يستخدم التلحيم للأسياخ المتقاطعة لتجميع التسليح ما لم يكن مسموحًا بذلك من قبل محترف التصميم المرخص.

**R26.6.4.1(b)** "Tack" welding (welding crossing bars) can seriously weaken a bar at the point welded by creating a metallurgical notch effect. This operation can be performed safely only when the material welded and welding operations are under continuous competent control, as in the manufacture of welded wire reinforcement. Welding of anchor bars at the front face of brackets or corbels is addressed in **R16.5.6.3**.

(b) **R26.6.4.1** يمكن أن يؤدي اللحام "Tack" (تلحيم أسياخ متقاطعة) إلى إضعاف السبيخ عند نقطة اللحام عن طريق إحداث تأثير الشق المعدني. لا يمكن تنفيذ هذه العملية بأمان إلا عندما تكون عمليات اللحام والمواد الملحومة تحت سيطرة مؤهلة مستمرة، كما هو الحال في تصنيع تسليح الأسلاك الملحومة. يتم تناول لحام أسياخ التثبيت في الوجه الأمامي للاكتاف أو المساند في **R16.5.6.3**.



## CODE

## الكود

## COMMENTARY

## التعليق

## 26.7—Anchoring to concrete

## R26.7—Anchoring to concrete

## R26.7 تثبيت الخرسانة

## R26.7 تثبيت الخرسانة

## 26.7.1 Design information:

## 26.7.1 معلومات تصميمية:

- (a) Requirements for assessment and qualification of anchors for the applicable conditions of use in accordance with 17.1.2.
- (b) Type, size, location requirements, effective embedment depth, and installation requirements for anchors.
- (c) Type, size, and location or location requirements for anchor reinforcement designed to develop the anchor strength in accordance with 17.5.2.1, as well as transverse confinement reinforcement for anchors installed in the tops of columns or pedestals in accordance with 10.7.6.1.5.
- (d) Type, size, and location for shear lugs designed to develop shear strength in accordance with 17.11.
- (e) Size and location of base plate holes to permit inspection and vent air when placing concrete or grout per 17.11.1.2.
- (f) Minimum edge distance of anchors in accordance with 17.9.
- (g) Corrosion protection for exposed anchors intended for attachment with future Work.

- (أ) متطلبات التقييم وتأهيل المسامير للحالات المطبقة للاستخدام وفقاً لـ 17.1.2.
- (ب) متطلبات النوع والحجم والموقع وعمق الغرز الفعال ومتطلبات التثبيت
- (ج) متطلبات النوع والحجم والموقع أو موقع تسليح المسامير المصمم لتطوير مقاومة المسامير وفقاً لـ 17.5.2.1 ، بالإضافة إلى تسليح الحصر العرضي للمسامير المثبتة في أعلى الأعمدة أو القواعد العلوية وفقاً لـ 10.7.6.1.5.
- (د) نوع وحجم وموقع أرجل القص المصممة لتطوير مقاومة القص وفقاً لـ 17.11.
- (هـ) حجم وموقع ثقب لوحة القاعدة للسماح بالفحص ودخول الهواء عند وضع الخرسانة أو الجروات لكل لـ 17.11.1.2.
- (و) أقل مسافة للحافة للمسامير وفقاً لـ 17.9.
- (ز) الحماية من التآكل للمسامير المكشوفة المجهزة للأرفاق بالعمل المستقبلي.

- (h) For post-installed anchors, parameters associated with the design strength in accordance with 17.5, including anchor category, concrete strength, aggregate type, type of lightweight concrete, required installation torque, and requirements for hole drilling and preparation.

- (ح) بالنسبة للمسامير لاحقة التثبيت ، المتغيرات المرتبطة بالمقاومة التصميمية وفقاً لـ 17.5 ، بما في ذلك تصنيف المسامير ، ومقاومة الخرسانة ، ونوع الركام ، ونوع الخرسانة خفيفة الوزن ، وعزم الدوران للتثبيت المطلوب ، ومتطلبات حفر الثقوب وإعدادها.

R26.7.1 Minimum requirements for specification of anchors in the construction documents for conformance with the Code are listed.

R26.7.1 أدرجت متطلبات الحد الأدنى لمواصفات المسامير في وثائق البناء للتوافق مع الكود .

R26.7.1(a) Post-installed anchor strength and deformation capacity are assessed by acceptance testing under ACI 355.2 or ACI 355.4M. These tests are carried out assuming installation in accordance with the manufacturer's recommended procedures (in the case of adhesive anchors, the Manufacturer's Printed Installation Instructions [MPII]).

(R26.7.1) يتم تقييم مقاومة المسامير لاحق التثبيت وسعة التشوه من خلال اختبار القبول بموجب ACI 355.2 أو ACI 355.4M. يتم إجراء هذه الاختبارات على افتراض التركيب وفقاً لإجراءات الشركة المصنعة الموصى بها (في حالة المسامير اللاصقة ، تعليمات التثبيت المطبوعة الخاصة بالشركة المصنعة). [MPII].

R26.7.1(h) Certain types of anchors can be sensitive to variations in hole diameter, cleaning conditions, orientation of the axis, magnitude of the installation torque, crack width, and other variables. Some of this sensitivity is indirectly accounted for in the assigned  $\phi$  values for the different anchor categories, which depend in part on the results of the installation safety tests. If anchor components are altered or if anchor installation procedures deviate from those specified, the anchor may fail to comply with the acceptance criteria of ACI 355.2 or 355.4M.

(R26.7.1 ح) يمكن أن تكون أنواع معينة من المسامير حساسة للتغيرات في قطر الثقب ، وظروف التنظيف ، واتجاه المحور ، ومقدار عزم الدوران للتثبيت ، وعرض التشقق ، والمتغيرات الأخرى. يتم احتساب بعض هذه الحساسية بشكل غير مباشر في القيم المعينة لفئات المسامير المختلفة ، والتي تعتمد جزئياً على نتائج اختبارات سلامة التركيب. إذا تم تغيير مكونات المسامير أو إذا انحرفت إجراءات تثبيت المسامير عن تلك المحددة ، فقد ينهار المسامير في الامتثال لمعايير القبول لـ ACI 355.2 أو M.355.4.



## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

(i) For adhesive anchors in tension, parameters associated with the characteristic bond stress used for design in accordance with 17.6.5, including concrete temperature range, moisture condition of concrete at time of installation, type of lightweight concrete, if applicable, and requirements for hole drilling and preparation.

(ط) بالنسبة للمسامير اللاصقة في الشد ، فإن المتغيرات المرتبطة بأجهاد الترابط المخصص المستخدم في التصميم وفقاً لـ 17.6.5 ، بما في ذلك مدى درجة حرارة الخرسانة ، وحالة رطوبة الخرسانة وقت التركيب ، ونوع الخرسانة خفيفة الوزن ، إن أمكن ، والمتطلبات لحفر الثقوب والتحضير.

(j) Identification of adhesive anchors installed in a horizontal or upwardly inclined orientation to resist sustained tensile loads.

(k) Identification of adhesive anchors requiring proof loading in accordance with ACI 355.4M or the inspection program established by the licensed design professional.

(ي) تحديد المسامير اللاصقة المركبة في اتجاه أفقي أو مائل إلى أعلى لمقاومة أحمال الشد المستمرة.

(ك) تحديد المسامير اللاصقة التي تتطلب إثبات التحميل وفقاً لـ ACI 355.4M أو برنامج الفحص الذي وضعه محترف التصميم المرخص.

**R26.7.1(i)** Due to the sensitivity of bond strength to installation, on-site quality control is important for adhesive anchors. The construction documents must provide all parameters relevant to the characteristic bond stress used in design. These parameters may include, but are not limited to:

(a) Acceptable anchor installation environment (dry or saturated concrete; concrete temperature range)

(b) Acceptable drilling methods

(c) Required hole cleaning procedures

(d) Anchor type and size range (threaded rod or reinforcing bar) Hole cleaning is intended to ensure that drilling debris and dust do not impair bond. Depending on the Manufacturer's Printed Installation Instructions (MPII), type of qualified anchor, and on-site conditions, hole cleaning may involve operations to remove drilling debris from the hole with vacuum or compressed air mechanical brushing of the hole wall to remove surface dust, and a final step to evacuate any remaining dust or debris, usually with compressed air. If wet core drilling is used, holes may be flushed with water and then dried with compressed air. Compressed air must be free of oil and moisture. For anchors installed in locations where the concrete is saturated (for example, outdoor locations exposed to rainfall), the resulting drilling mud must be removed by other means. In all cases, the procedures used should be clearly described by the MPII accompanying the product. If the installation procedures are not clearly described, contact the manufacturer. These printed installation instructions, which also describe the limits on concrete temperature and the presence of water during installation as well as the procedures necessary for void-free adhesive injection and adhesive cure requirements, constitute an integral part of the adhesive anchor system and are part of the assessment performed in accordance with ACI 355.4M.

(R26.7.1ط) نظراً لحساسية مقاومة الترابط للتثبيت ، فإن مراقبة الجودة في الموقع مهمة للمسامير اللاصقة. يجب أن توفر وثائق البناء جميع المعلومات ذات الصلة بأجهاد الترابط المخصص المستخدمة في التصميم. قد تشمل هذه المتغيرات ، على سبيل المثال لا الحصر:

(أ) بيئة تركيب المسامير المقبولة (الخرسانة الجافة أو المشبعة ؛ نطاق درجة حرارة الخرسانة)

(ب) طرق الحفر المقبولة

(ج) إجراءات تنظيف الحفرة المطلوبة

(د) نوع المسامير ومدى الحجم (قضيب حلزوني أو سيخ التسليح) الغرض من تنظيف الثقب هو التأكد من أن حطام الحفر والغبار لا يضعف الترابط. اعتماداً على تعليمات التركيب المطبوع من قبل الشركة المصنعة (MPII) ، ونوع المسامير المؤهل ، والظروف في الموقع ، قد يتضمن تنظيف الحفرة عمليات لإزالة حطام الحفر من الحفرة باستخدام التنظيف بالفرشاة أو الهواء المضغوط الميكانيكي لجدار الحفرة لإزالة غبار السطح ، وخطوة أخيرة لإخلاء أي غبار أو حطام متبقي ، عادةً بالهواء المضغوط. إذا تم استخدام الحفر الرطب للنواة ، فقد يتم حفر الثقوب بالماء ثم تجفيفها بالهواء المضغوط. يجب أن يكون الهواء المضغوط خالياً من الزيت والرطوبة. بالنسبة للمسامير المثبتة في المواقع التي تكون فيها الخرسانة مشبعة (على سبيل المثال ، المواقع الخارجية المعرضة للأمطار) ، يجب إزالة طين الحفر الناتج بوسائل أخرى. في جميع الحالات ، يجب وصف الإجراءات المستخدمة بوضوح بواسطة MPII المصاحبة للمنتج. إذا لم يتم وصف إجراءات التثبيت بوضوح ، فاتصل بالشركة المصنعة. تشكل تعليمات التركيب المطبوعة هذه ، التي تصف أيضاً حدود درجة حرارة الخرسانة ووجود الماء أثناء التثبيت بالإضافة إلى الإجراءات اللازمة لحقن المواد اللاصقة الخالية من الفراغ ومتطلبات العلاج اللاصق ، جزءاً لا يتجزأ من نظام المسامير اللاصق وهي جزء من تقييم الأداء وفقاً للمواصفة ACI 355.4M.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

(I) Specify certification required for installers of adhesive anchors including adhesive anchors that are installed in a horizontal or upwardly inclined orientation to resist sustained tensile loads.

(ل) تحديد الشهادة المطلوبة لتركيب المسامير اللاصقة بما في ذلك المسامير اللاصقة المثبتة في اتجاه أفقي أو مائل إلى أعلى لمقاومة أحمال الشد المستمرة.

**R26.7.1(I)** Adhesive anchors are sensitive to installation orientation. This sensitivity, combined with variability in strength of adhesive anchors subjected to sustained tensile loading, requires installation by certified installers. Certification may also be appropriate for other safety-related applications. Installers can become certified through testing and training programs that include written and performance examinations as defined by the ACI Adhesive Anchor Installer Certification program (ACI CPP 680.1-17) or similar programs with equivalent requirements. The acceptability of certification other than the ACI Adhesive Anchor Installer Certification should be determined by the Licensed Design Professional. In addition, installers should obtain instruction through product-specific training offered by manufacturers of qualified adhesive anchor systems. An equivalent certified installer program should test the adhesive anchor installer's knowledge and skill by an objectively fair and unbiased administration and grading of a written and performance exam. Programs should reflect the knowledge and skill required to install available commercial anchor systems. The effectiveness of a written exam should be verified through statistical analysis of the questions and answers. An equivalent program should provide a responsive and accurate mechanism to verify credentials, which are renewed on a periodic basis.

(R26.7.1 ل) المسامير اللاصقة حساسة لاتجاه التركيب. تتطلب هذه الحساسية ، التركيب مع التفاوت في مقاومة المسامير اللاصقة المعرضة لتحميل الشد المستمر ، تركيبها بواسطة مُركَّب معتمد. قد تكون الشهادة مناسبة أيضًا للتطبيقات الأخرى المتعلقة بالسلامة. يمكن أن يصبح المثبتون معتمدين من خلال برامج الاختبار والتدريب التي تتضمن امتحانات تحريرية والأداء كما هو محدد من قبل برنامج ACI شهادة مثبت المسمار اللاصق (ACI CPP 680.1-17) أو برامج مماثلة بمتطلبات مماثلة. يجب أن يتم قبول قبول الشهادة بخلاف ACI شهادة مثبت المسمار اللاصق من قبل محترف التصميم المرخص. بالإضافة إلى ذلك ، يجب على المثبتات الحصول على تعليمات من خلال التدريب الخاص بالمنتج الذي تقدمه الشركات المصنعة لأنظمة المسمار اللاصق المؤهل. يجب على برنامج التثبيت المكافئ المعتمد اختبار معرفة ومهارة مثبت المسمار اللاصق من خلال إدارة وتصنيف موضوعي وغير متحيز لموضوع اختبار الأداء والتحرير. يجب أن تعكس البرامج المعرفة والمهارة المطلوبة لتثبيت أنظمة المسمار التجارية المتاحة. يجب التحقق من فعالية الامتحان التحريري من خلال التحليل الإحصائي للأسئلة والأجوبة. يجب أن يوفر البرنامج المكافئ آلية سريعة الاستجابة ودقيقة للتحقق من أوراق الاعتماد ، والتي يتم تجديدها على أساس دوري.

## 26.7.2 Compliance requirements:

## 26.7.2 متطلبات الامتثال:

- (a) Cast-in anchors, their attachments, and anchor reinforcement, shall be securely positioned in the formwork and oriented in accordance with the construction documents. Concrete shall be consolidated around anchors and anchor reinforcement using suitable means during placement.
- (b) Proper consolidation of concrete or grout around shear lugs shall be verified by use of base plate inspection holes.

(أ) توضع المسامير المصبوبة وملحقاتها وتسليحها بشكل آمن في القوالب وتوجيهها وفقاً لوثائق البناء. يتم تصلب الخرسانة حول المسامير وتسليح المسامير باستخدام الوسائل المناسبة أثناء الوضع.

(ب) يجب التحقق من التصلب السليم للخرسانة أو الجراوت حول أرجل القص باستخدام فحص فتحات لوحة القاعدة.

(c) Post-installed anchors shall be installed in accordance with the manufacturer's instructions. Post-installed adhesive anchors shall be installed in accordance with the Manufacturer's Printed Installation Instructions (MPII).

(ج) يتم تثبيت المسامير لائحة التثبيت وفقاً لتعليمات الشركة الصانعة. يجب تثبيت المسامير اللاصقة لائحة التثبيت وفقاً لتعليمات التركيب المطبوع (MPII) الخاصة بالشركة المصنعة.

(d) Post-installed anchors shall be installed by qualified installers.

(د) يتم تثبيت المسامير لائحة التثبيت من قبل المربين المؤهلين.

(e) Adhesive anchors identified in the construction documents as installed in a horizontal or upwardly inclined orientation to resist sustained tensile loads shall be installed by certified installers.

(هـ) يجب تثبيت المسامير اللاصقة المحددة في وثائق البناء على أنها مثبتة في اتجاه أفقي أو مائل إلى أعلى لمقاومة أحمال الشد المستمرة من قبل المثبتين المعتمدين.

(f) Adhesive anchors shall be installed in concrete having a minimum age of 21 days at time of anchor installation.

(و) يجب تثبيت المسامير اللاصقة في الخرسانة التي يبلغ عمرها 21 يوماً على الأقل عند تركيب المسامير.

**R26.7.2(c)** The Manufacturer's Printed Installation Instructions (MPII) contain information required for the proper installation of post-installed adhesive anchors. Additional requirements may apply for specific cases in accordance with 26.7.1(f) and 26.7.1(g). For adhesive anchors, application-dependent requirements for qualification of installers and inspection requirements may apply.

(R26.7.2 ج) تحتوي تعليمات التركيب المطبوع (MPII) الخاصة بالمصنع على المعلومات المطلوبة للتثبيت المناسب للمسامير اللاصقة لائحة التثبيت. قد تنطبق متطلبات إضافية لحالات محددة وفقاً للبند 26.7.1 (و) و 26.7.1 (ز). بالنسبة للمسامير اللاصقة، قد يتم تطبيق المتطلبات المعتمدة على التطبيق لتأهيل للمسامير المثبتة ومتطلبات الإشراف.

**R26.7.2(e)** Many anchor performance characteristics depend on proper installation of the anchor. Horizontally or upwardly inclined adhesive anchors resisting sustained tension load are required to be installed by personnel certified for the adhesive anchor system and installation procedures being used. Construction personnel can establish qualifications by becoming certified through certification programs.

(R26.7.2 هـ) تعتمد العديد من خصائص أداء المسامير على التثبيت الصحيح للمسامير. يلزم تثبيت مسامير لاصقة مائلة أفقياً أو صاعداً تقاوم حمل الشد المستمر من قبل أفراد معتمدين لنظام المسامير اللاصق وإجراءات التثبيت المستخدمة. يمكن لموظفي البناء تحديد المؤهلات من خلال الحصول على شهادة من خلال برامج الاعتماد.

**R26.7.2(f)** Adhesive anchors qualified in accordance with **ACI 355.4M** are tested in concrete with compressive strengths within two ranges: 17 to 28 MPa and 45 to 59 MPa. Bond strength is, in general, not highly sensitive to concrete compressive strength. The design performance of adhesive anchors cannot be ensured by establishing a minimum concrete compressive strength at the time of installation in early-age concrete. Therefore, a minimum concrete age of 21 days at the time of adhesive anchor installation was adopted.

(R26.7.2 و) يتم اختبار المسامير اللاصقة المؤهلة وفقاً لـ **ACI 355.4M** في الخرسانة بمقاومة ضغط في نطاقين: 17 إلى 28 ميجا باسكال و 45 إلى 59 ميجا باسكال. بشكل عام، مقاومة الترابط ليست شديدة الحساسية لمقاومة ضغط الخرسانة. لا يمكن ضمان الأداء التصميمي للمسامير اللاصقة من خلال إنشاء الحد الأدنى من مقاومة ضغط الخرسانة في وقت التركيب في الخرسانة المبكرة. لذلك، تم اعتماد عمر خرساني لا يقل عن 21 يوماً في وقت تثبيت المسامير اللاصقة.

## 26.8—Embedments

### 26.8.1 Design information:

- (a) Type, size, details, and location of embedments designed by the licensed design professional.
- (b) Reinforcement required to be placed perpendicular to pipe embedments.
- (c) Specified concrete cover for pipe embedments with their fittings.
- (d) Corrosion protection for exposed embedments intended to be connected with future Work.

### 26.8 - الغرز

#### 26.8.1 معلومات تصميمية:

- (أ) نوع وحجم وتفاصيل وموقع الغرز الإضافية التي صممها محترف التصميم المرخص.
- (ب) يجب أن يكون التسليح متعامدة مع غرز الأنابيب.
- (ج) غطاء خرساني محدد لغرز الأنابيب وتركيبها.
- (د) الحماية من التآكل للغرز المكشوف التي يقصد منها أن تكون مرتبطة بالعمل المستقبلي.

### 26.8.2 Compliance requirements:

- (a) Type, size, details, and location of embedments not shown in the construction documents shall be submitted for review by the licensed design professional.
- (b) Aluminum embedments shall be coated or covered to prevent aluminum-concrete reaction and electrolytic action between aluminum and steel.
- (c) Pipes and fittings not shown in the construction documents shall be designed to resist effects of the material, pressure, and temperature to which they will be subjected.
- (d) No liquid, gas, or vapor, except water not exceeding 32°C or 0.35 Mpa pressure, shall be placed in the pipes until the concrete has attained its specified strength.
- (e) In solid slabs, piping, except for radiant heating or snow melting, shall be placed between top and bottom reinforcement.
- (f) Conduit and piping shall be fabricated and installed so that cutting, bending, or displacement of reinforcement from its specified location is not required.

#### 26.8.2 متطلبات الامتثال:

- (أ) يجب تقديم نوع وحجم وتفاصيل وموقع الغرز الغير موضحة في مستندات الإنشاء للمراجعة من قبل محترف التصميم المرخص.
- (ب) تغلف أو تغطي غرز الألمنيوم لمنع تفاعل الألمنيوم والخرسانة والتحرك الكهربائي بين الألمنيوم والحديد.
- (ج) يجب أن تكون المواسير وقطع التركيب غير المبينة في وثائق البناء مصممة لمقاومة تأثيرات المادة والضغط ودرجة الحرارة التي يتعرضون لها.
- (د) لا يوضع سائل أو غاز أو بخار، باستثناء الماء الذي لا يتجاوز 32 درجة مئوية أو 0.35 ميجاباسكال ، في الأنابيب حتى تصل الخرسانة إلى المقاومة المحددة
- (هـ) في البلاطة المصمتة، يتم وضع الأنابيب، ما عدا التسخين أو ذوبان الثلوج، بين التسليح العلوي والسفلي.
- (و) تصنع المواسير والأنابيب وتركيبها بحيث لا يتطلب قطع أو تقوس أو أزاحة التسليح من موقعه المحدد.

26.9—Additional requirements for precast concrete

R26.9—Additional requirements for precast concrete

26.9 - متطلبات إضافية للخرسانة مسبقة الصب

R26.9 - متطلبات إضافية للخرسانة مسبقة الصب

26.9.1 Design information:

26.9.1 معلومات تصميمية:

(a) Dimensional tolerances for precast members and interfacing members.

(أ) تفاوتات الأبعاد للعناصر مسبقة الصب وعناصر التفاعل.

**R26.9.1(a)** Design of precast members and connections is particularly sensitive to tolerances on the dimensions of individual members and on their location in the structure. To prevent misunderstanding, the tolerances used in design should be specified in the construction documents. Instead of specifying individual tolerances, the standard industry tolerances assumed in design may be specified. It is important to specify any deviations from standard industry tolerances. The tolerances required by 26.6.2 are considered to be a minimum acceptable standard for reinforcement in precast concrete. Industry-standard product and erection tolerances are provided in **ACI ITG-7-09**. Interfacing tolerances for precast concrete with cast-in-place concrete are provided in **ACI 117**.

**R26.9.1(a)** إن تصميم العناصر مسبقة الصب والوصلات هو حساس بشكل خاص للتفاوتات في أبعاد العناصر الفردية وعلى موقعهم في المنشأ. لمنع سوء الفهم، يجب تحديد التفاوتات المستخدم في التصميم في وثائق البناء. بدلاً من تحديد التفاوتات الفردية، يمكن تحديد التفاوتات في الصناعة القياسية المفترضة في التصميم. من المهم تحديد أي انحراف للتفاوتات القياسي في الصناعة. تعتبر التفاوتات المطلوبة من 26.6.2 معياراً مقبولاً كحد أدنى للتسليح في الخرسانة مسبقة الصب. يتم توفير المنتجات القياسية وتفاوتات التركيب في **ACI ITG-7-09**.

المصبوبة في الموقع في **ACI 117**.

(b) Details of lifting devices, embedments, and related reinforcement required to resist temporary loads from handling, storage, transportation, and erection, if designed by the licensed design professional.

(ب) تفاصيل أجهزة الرفع، والغرز، التسليح ذات الصلة المطلوبة لمقاومة الأحمال المؤقتة من المناولة والتخزين والنقل والتركيب، إذا صممها فني التصميم المرخص

**R26.9.1(b)** If the devices, embedments, or related reinforcement are not designed by the licensed design professional, these details should be provided in shop drawings in accordance with 26.9.2(c).

**R26.9.1(b)** في حالة عدم تصميم الأجهزة أو الغرز أو التسليح ذات الصلة من قبل محترف التصميم المرخص، يجب تقديم هذه التفاصيل في الرسومات التنفيذية وفقاً لما هو **26.9.2(c)**.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

26.9.2 Compliance requirements:

- (a) Members shall be marked to indicate location and orientation in the structure and date of manufacture.  
(b) Identification marks on members shall correspond to erection drawings.

26.9.2 متطلبات الامتثال:

- (أ) توضع علامة على العناصر للإشارة إلى الموقع والتوجه في المنشأ وتاريخ الصنع.  
(ب) تكون علامات التعريف على العناصر مطابقة للرسومات.

(c) Design and details of lifting devices, embedments, and related reinforcement required to resist temporary loads from handling, storage, transportation, and erection shall be provided if not designed by the licensed design professional.

(ج) يجب توفير تصميم وتفاصيل أجهزة الرفع ، والغرز ، وما يتصل بها من تسليح مطلوب لمقاومة الأحمال المؤقتة من المناولة والتخزين والنقل والتركيب ، إذا لم يتم تصميمها من قبل محترف التصميم المرخص.

(d) During erection, precast members and structures shall be supported and braced to ensure proper alignment, strength, and stability until permanent connections are completed.

(د) أثناء التركيب، يجب دعم العناصر والمنشآت مسبقة الصب وتثبيتها لضمان المسار المناسب والمقاومة والاستقرار حتى يتم الانتهاء من الوصلات الدائمة .

(e) If approved by the licensed design professional, items embedded while the concrete is in a plastic state shall satisfy (1) through (4):

- (1) Embedded items shall protrude from the precast concrete members or remain exposed for inspection.  
(2) Embedded items are not required to be hooked or tied to reinforcement within the concrete.  
(3) Embedded items shall be maintained in the correct position while the concrete remains plastic.  
(4) The concrete shall be consolidated around embedded items.

(هـ) إذا تمت الموافقة عليها من قبل محترف التصميم المرخص، فإن عناصر الغرز أثناء الخرسانة في حالة لدنة يجب أن تستوفي من (1) إلى (4):  
(1) يجب أن تبرز عناصر الغرز من العناصر الخرسانية مسبقة الصب أو تظل معرضة للفحص.

(2) لا يُشترط أن تكون عناصر الغرز معكوفة أو مرتبطة بالتسليح داخل الخرسانة.

(3) يجب الحفاظ على العناصر الغرز في الموضع الصحيح بينما تبقى الخرسانة لدنة.

(4) يجب تصلب الخرسانة حول عناصر الغرز.

R26.9.2(c) Refer to R26.9.1(b). At the option of the licensed design professional, specifications can require that shop drawings, calculations, or both be submitted for the items included in this provision when their design is delegated to the contractor.

R26.9.2(c) الرجوع إلى R.9.9.1 (b) عند اختيار محترف التصميم المرخص، يمكن أن تتطلب المواصفات تقديم الرسومات التنفيذية أو الحسابات أو كليهما للبنود المدرجة في هذا البند عندما يتم تفويض تصميمها إلى المقاول.

R26.9.2(d) All temporary erection connections, bracing, and shoring as well as the sequencing of removal of these items should be shown in construction documents or erection drawings, depending on the assignment of responsibility for the means and methods of construction

R26.9.2(d) يجب أن تظهر جميع وصلات التثبيت المؤقتة والتدعيم والربط بالإضافة إلى ترتيب إزالة هذه العناصر في وثائق الإنشاء أو الرسومات الإنشائية ، اعتمادًا على التنازل عن المسؤولية عن وسائل وأساليب البناء.

R26.9.2(e) Many precast products are manufactured in such a way that it is difficult, if not impossible, to position reinforcement that protrudes from the concrete before the concrete is placed. Such items as ties for horizontal shear and inserts can be placed while the concrete is plastic, if proper precautions are taken. This provision is not applicable to reinforcement that is completely embedded, or to embedded items that will be hooked or tied to embedded reinforcement.

R26.9.2 (e) يتم تصنيع العديد من المنتجات مسبقة الصب بطريقة تجعل من الصعب ، إن لم يكن من المستحيل ، وضع التسليح الذي يبرز من الخرسانة قبل وضع الخرسانة يمكن وضع عناصر مثل الروابط للقص الأفقي والإدراج في حين تكون الخرسانة لدنة، إذا تم اتخاذ الاحتياطات المناسبة. لا ينطبق هذا الحكم على تسليح الغرز تمامًا أو على عناصر الغرز التي سيتم عكفها أو ربطها بتسليح الغرز.



**26.10—Additional requirements for prestressed concrete**  
**26.10 - متطلبات إضافية للخرسانة مسبقة الإجهاد**

**R26.10—Additional requirements for prestressed concrete**  
**R26.10 - متطلبات إضافية للخرسانة مسبقة الإجهاد**

**26.10.1 Design information:**

**26.10.1 معلومات تصميمية:**

(a) Magnitude and location of prestressing forces.

(أ) مقدار وموقع قوى الإجهاد المسبق.

(b) Stressing sequence of tendons.

(ب) التأكيد على تسلسل الاجهاد للكابلات.

(c) Type, size, details, and location of post-tensioning anchorages for systems selected by the licensed design professional.

(d) Tolerances for placement of tendons and posttensioning ducts in accordance with Table 26.6.2.1(a).

(ج) نوع وحجم وتفصيل وموقع التثبيت لاحق الشد للأنظمة المختارة من قبل محترف التصميم المرخص.

(د) التفاوتات في وضع كابلات الشد وقنوات لاحقة الشد وفقاً للجدول 26.6.2.1 (أ).

(e) Materials and details of corrosion protection for tendons, couplers, end fittings, post-tensioning anchorages, and anchorage regions.

(هـ) مواد وتفصيل الحماية من التآكل لكابلات الشد والمساند والتركيبات النهائية والمثبتات لاحقة الشد ومناطق التثبيت.

(f) Requirements for ducts for bonded tendons.

(و) متطلبات التسليح لقنوات كابلات الشد المترابطة.

**R26.10.1(b)** The sequence of anchorage device stressing can have a significant effect on general zone stresses. Therefore, it is important to consider not only the final stage of a stressing sequence with all tendons stressed, but also intermediate stages during construction. The most critical bursting forces caused by each of the sequentially posttensioned tendon combinations, as well as that of the entire group of tendons, should be taken into account.

**R26.10.1(b)** يمكن أن يكون لتسلسل أجهاد جهاز التثبيت تأثير كبير على أجهادات المنطقة العامة. لذلك، من المهم النظر ليس فقط في المرحلة النهائية من تسلسل الإجهاد مع جميع كابلات الشد المجردة، ولكن أيضاً المراحل المتوسطة أثناء البناء. يجب أن تؤخذ بعين الاعتبار قوى الانفجار الأكثر حرجة التي يسببها كل من تركيبات كابلات الشد لاحقة الشد المتسلسل، وكذلك مجموعة كابلات الشد بأكملها.

**R26.10.1(e)** For recommendations regarding protection, refer to Sections 4.2 and 4.3 of **ACI 423.3R**, and Sections 3.4, 3.6, 5, 6, and 8.3 of **ACI 423.7**. Also refer to **20.6.1.4.2** for corrosion protection requirements. Corrosion protection can be achieved by a variety of methods. The corrosion protection provided should be suitable for the environment in which the tendons are located. Some conditions will require that the prestressed reinforcement be protected by concrete cover or by cement grout in metal or plastic duct; other conditions will permit the protection provided by coatings such as paint or grease. Corrosion protection methods should meet the fire protection requirements of the general building code unless the installation of external post-tensioning is to only improve serviceability.

**R26.10.1(e)** بالنسبة للتوصيات المتعلقة بالحماية، يرجى الرجوع إلى القسمين 4.2 و 4.3 من **ACI 423.3R** والأقسام 3.4 و 3.6 و 5 و 6 و 8.3 من **ACI 423.7**. راجع أيضاً **20.6.1.4.2** لمتطلبات حماية التآكل. يمكن تحقيق الحماية من التآكل من خلال مجموعة متنوعة من الطرق. يجب أن تكون الحماية ضد التآكل مناسبة للبيئة التي توجد فيها كابلات الشد. تتطلب بعض الشروط أن تكون التسليح مسبق الإجهاد محمياً بغطاء خرساني أو بمونة أسمنتية في أنابيب معدنية أو لدنة؛ شروط أخرى سوف تسمح بالحماية التي توفرها التغطية مثل الطلاء أو الشحوم. يجب أن تفي وسائل الحماية من التآكل بمتطلبات الحماية من الحريق في كود البناء العام ما لم يكن تركيب لاحق الشد الخارجي فقط تحسين الخدمة.

**R26.10.1(f)** Guidance for specifying duct requirements for bonded tendons is provided in **PTI M50.3** and **PTI M55.1**.

**R26.10.1 (f)** يتم توفير إرشادات لتحديد متطلبات القنوات لكابلات الشد المترابطة في **PTI M50.3** و **PTI M55.1**.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

(g) Requirements for grouting of bonded tendons, including maximum water-soluble chloride ion (Cl<sup>-</sup>) content requirements in 19.4.1.

(ز) متطلبات لحشو كابلات الشد المترابطة، بما في ذلك الحد الأقصى لمتطلبات محتوى كلوريد الأيونات القابلة للذوبان في الماء (Cl<sup>-</sup>) في 19.4.1.

R26.10.1(g) Guidance for specifying grouting requirements for bonded tendons is provided in PTI M55.1.

R26.10.1(g) يتم توفير إرشادات لتحديد متطلبات الحشو لكابلات الشد المترابطة في PTI M55.1.

### 26.10.2 Compliance requirements:

(a) Type, size, details, and location of post-tensioning anchorage systems not shown in the construction documents shall be submitted to the licensed design professional for review.

(b) Tendons and post-tensioning ducts shall be placed within required tolerances and supported to prevent displacement beyond required tolerances during concrete placement.

(c) Couplers shall be placed in areas approved by the licensed design professional and enclosed in housings long enough to permit necessary movements.

(d) Burning or welding operations in the vicinity of prestressing reinforcement shall be performed in such a manner that prestressing reinforcement is not subject to welding sparks, ground currents, or temperatures that degrade the properties of the reinforcement.

### 26.10.2 متطلبات الامتثال

(أ) يجب تقديم نوع وحجم وتفاصيل وموقع أنظمة التثبيت لاحقة الشد في وثائق الإنشاء إلى محترف التصميم المرخص لمراجعتها.

(ب) توضع كابلات الشد والقنوات لاحقة الشد ضمن التفاوتات المطلوبة وتدعم لمنع الازاحة إلى ما هو أبعد من التحمل المطلوب أثناء وضع الخرسانة.

(ج) توضع المساند في المناطق التي يوافق عليها محترف التصميم المرخص والمرفقة في المساكن لمدة تكفي للسماح بالتحركات الضرورية.

(د) يجب إجراء عمليات الحرق أو اللحام في المنطقة القريبة من التسليح مسبق الإجهاد بطريقة لا يتعرض التسليح مسبق الإجهاد لشرارات اللحام أو تيارات أرضية أو درجات الحرارة التي تؤدي إلى تدهور خصائص التسليح.

(e) Prestressing force and friction losses shall be verified by (1) and (2).

(1) Measured elongation of prestressed reinforcement compared with elongation calculated using the modulus of elasticity determined from tests or as reported by the manufacturer.

(2) Jacking force measured using calibrated equipment such as a hydraulic pressure gauge, load cell, or dynamometer.

R26.10.2(e) Elongation measurements for prestressing should be in accordance with the procedures outlined in the Manual for Quality Control for Plants and Production of Structural Precast Concrete Products (MNL 117), published by the Precast/Prestressed Concrete Institute.

R26.10.2(e) يجب أن تكون قياسات استطالة الإجهاد المسبق وفقاً للإجراءات المحددة في دليل مراقبة جودة للمصانع وإنتاج منتجات خرسانية أنشائية مسبقة الصب (MNL 117)، الذي نشره معهد الخرسانة مسبقة الصب / مسبقة الإجهاد.

(هـ) يتم التحقق من قوة الإجهاد المسبق وفواقد الاحتكاك بواسطة (1) و (2).

(1) الاستطالة المقاسة للتسليح مسبق الإجهاد مقارنة بالاستطالة المحسوبة باستخدام معامل المرونة المحدد من الاختبارات أو حسب ما ذكره المصنع.

(2) يتم قياس قوة الرفع باستخدام معدات معايرة مثل مقياس الضغط الهيدروليكي، أو خلية الحمل، أو المقياس الديناميكي.

(f) The cause of any difference in force determination between (1) and (2) of 26.10.2(e) that exceeds 5 percent for pretensioned construction or 7 percent for post tensioned construction shall be ascertained and corrected, unless otherwise approved by the licensed design professional.

(و) يجب التأكد من صحة سبب أي اختلاف في تحديد القوة بين (1) و (2) من 26.10.2(e) يتجاوز 5 في المائة للبناء مسبقة الشد أو 7 في المائة للبناء لاحق الشد ، ما لم يتم الاتفاق على خلاف ذلك محترف التصميم المرخص.

R26.10.2(f) The 5 percent tolerance for pretensioned construction reflects experience with production of those members. Because prestressing reinforcement for pretensioned construction is usually stressed in air with minimal friction effects, a 5 percent tolerance is considered reasonable. For post tensioned construction, a slightly higher tolerance is permitted. Elongation measurements for posttensioned construction are affected by several factors that are less significant or that do not exist for pretensioned construction. The friction along prestressing reinforcement in post-tensioning applications may be affected to varying degrees by placing tolerances and small irregularities in tendon profile due to tendon and concrete placement. The friction coefficients between the prestressing reinforcement and the duct are also subject to variation.

R26.10.2(f) يعكس التفاوت بنسبة 5 في المائة للبناء مسبقة الشد تجربة إنتاج هؤلاء العناصر. نظرًا لأنه يتم التأكيد دائمًا على تسليح مسبقة الإجهاد للبناء مسبقة الشد في الهواء بأقل تأثير احتكاك، فإن التفاوت بنسبة 5٪ يعتبر معقولاً للبناء لاحق الشد، يسمح بتفاوتات أعلى قليلاً بتأثير قياسات استطالة البناء لاحق الشد بعدة عوامل أقل أهمية أو غير موجودة للبناء المسبق الشد. قد يتأثر الاحتكاك على طول تسليح مسبقة الإجهاد في تطبيقات لاحقة الشد بدرجات متفاوتة عن طريق وضع التفاوتات والغير انتظام الصغير في مقطع طولي للكابلات بسبب وضع الكابلات والخرسانة. معاملات الاحتكاك بين تسليح الإجهاد المسبق والقناة هي أيضا عرضة للاختلاف.

(g) Loss of prestress force due to unreplaced broken prestressed reinforcement shall not exceed 2 percent of the total prestress force in prestressed concrete members.

(ز) يجب ألا تتجاوز فاقد قوة الإجهاد المسبق بسبب التسليح مسبقة الإجهاد كسر غير مستبدل 2 بالمائة من إجمالي قوة الإجهاد المسبق في عناصر الخرسانة مسبقة الإجهاد.

R26.10.2(g) This provision applies to all prestressed concrete members. For cast-in-place post-tensioned slab systems, a member should be that portion considered as an element in the design, such as the joist and effective slab width in one-way joist systems, or the column strip or middle strip in two-way flat plate systems. Some members can be shown to accommodate more than 2 percent loss of prestress due to unreplaced broken prestressed reinforcement.

R26.10.2(g) ينطبق هذا الحكم على جميع العناصر الخرسانية مسبقة الإجهاد. بالنسبة لأنظمة البلاطة لاحقة الشد المصبوبة في الموقع، يجب أن يكون العنصر هو ذلك الجزء كعنصر في التصميم، مثل الأعصاب وعرض البلاطة الفعال في أنظمة البلاطات المعصبة أحادية الاتجاه ، أو شريحة العمود أو شريحة الوسط في أنظمة البلاطات المسطحة ثنائية الاتجاه. يمكن إظهار بعض العناصر لاستيعاب أكثر من 2 في المائة من فواقد الإجهاد المسبق بسبب التسليح مسبقة الإجهاد المكسور الغير مستبدل .

(h) If the transfer of force from the anchorages of the pretensioning bed to the concrete is accomplished by flame cutting prestressed reinforcement, the cutting locations and cutting sequence shall be selected to avoid undesired temporary stresses in pretensioned members.

(i) Long lengths of exposed pretensioned strand shall be cut near the member to minimize shock to the concrete.

(j) Prestressing reinforcement in post-tensioned construction shall not be stressed until the concrete compressive strength is at least 17MPa for single-strand or bar tendons 28 MPa for multistrand tendons, or a higher strength, if required. An exception to these strength requirements is provided in 26.10.2(k).

(ح) إذا تم نقل القوة من قاعدة المثبتات مسبقة الشد إلى الخرسانة عن طريق تسليح مسبقة الإجهاد متقطع بواسطة اللهب، يجب اختيار مواقع القطع وتسلسل القطع لتجنب الإجهادات المؤقتة الغير مرغوبة في العناصر مسبقة الشد.

(ط) يجب قطع أطوال طويلة من الخيوط مسبقة الشد المكشوفة بالقرب من العنصر لاحق الشد لتقليل الصدم للخرسانة.

(ي) لا يجب التأكيد على عملية تسليح مسبقة الإجهاد في البناء حتى تصل مقاومة الضغط للخرسانة إلى 17ميجاباسكال على الأقل للخيوط الأحادية أو سيخ الكابلات، 28 ميجاباسكال للكابلات متعددة الخيوط، أو مقاومة أعلى ، إذا لزم الأمر. ويرد استثناء لهذه المتطلبات للمقاومة في 26.10.2(k).

(k) Lower concrete compressive strength than required by 26.10.2(j) shall be permitted if (1) or (2) is satisfied:

- (1) Oversized anchorage devices are used to compensate for a lower concrete compressive strength.
- (2) Prestressing reinforcement is stressed to no more than 50 percent of the final prestressing force.

(ك) يُسمح بمقاومة ضغط منخفضة للخرسانة أقل من المطلوب في 26.10.2(j) إذا تم استيفاء (1) أو (2):  
(1) يتم استخدام أجهزة التثبيت كبيرة الحجم للتعويض عن مقاومة ضغط منخفضة للخرسانة.  
(2) يتم التأكد على تسليح المسبق الإجهاد على ما لا يزيد عن 50 في المئة من قوة الإجهاد المسبق النهائي.

## 26.11—Formwork

### 26.11 - قوالب صب الخرسانة

#### 26.11.1 Design of formwork

##### 26.11.1 تصميم قوالب صب الخرسانة

#### 26.11.1.1 Design information:

- (a) Requirement for the contractor to design, fabricate, install, and remove formwork.
- (b) Location of composite members requiring shoring.
- (c) Requirements for removal of shoring of composite members.

##### 26.11.1.1 معلومات التصميم:

- (أ) اشتراط أن يقوم المقاول بتصميم ، تصنيع ، تركيب ، وإزالة الشدة الخشبية.
- (ب) موقع العناصر المركبة التي تحتاج إلى دعم.
- (ج) متطلبات إزالة الدعم للعناصر المركبة.

**R26.10.2(k)** To limit early shrinkage cracking, monostrand tendons are sometimes stressed at concrete strengths less than 17 MPa. In such cases, either oversized monostrand anchorages are used, or the strands are stressed in stages, often to levels one-third to one-half the final prestressing force.

**R26.10.2(k)** للحد من تشقق الانكماش المبكر ، يتم التأكد في بعض الأحيان على الكابلات أحادية الخيوط في مقاومة الخرسانة أقل من 17 ميجا باسكال في مثل هذه الحالات ، يتم استخدام مثبتات أحادية الخيوط بحجم كبير ، أو يتم الاجهاد على الخيوط في المراحل ، في كثير من الأحيان إلى مستويات الثلث إلى النصف من قوة الإجهاد المسبق النهائي.

## R26.11—Formwork

### R26.11 - قوالب صب الخرسانة

**R26.11.1** Typically, the contractor is responsible for formwork design, and the Code provides the minimum formwork performance requirements necessary for public health and safety. Concrete formwork design, construction, and removal demands sound judgment and planning to achieve adequate safety. Detailed information on formwork for concrete is given in “Guide to Formwork for Concrete” (ACI 347). This guide is directed primarily to contractors for design, construction, materials for formwork, and forms for unusual structures, but it should aid the licensed design professional in preparing the construction documents. Formwork for Concrete, ACI SP-4, is a practical handbook for contractors, engineers, and architects. It follows the guidelines established in ACI 347 and includes information on planning, building, and using formwork. It also includes tables, diagrams, and formulas for formwork design loads. ACI 301 Section 2 provides reference specifications for formwork.

**R26.11.1** عادة ، يكون المقاول مسؤولاً عن تصميم القوالب ، ويوفر الكود الحد الأدنى من متطلبات أداء القوالب اللازمة للصحة والسلامة العامة. يتطلب تصميم القوالب الخرسانية، والبناء، والإزالة الحكم السليم والتخطيط لتحقيق السلامة الكافية. معلومات تفصيلية عن القوالب للخرسانة مقدمة في "دليل القوالب لصب الخرسانة". (ACI 347) "يتم توجيه هذا الدليل في المقام الأول إلى المقاولين للتصميم والبناء ومواد القوالب، وأشكال المنشآت الغير اعتيادية، ولكن يجب أن يساعد محترف التصميم المرخص في إعداد وثائق الإنشاء. القوالب لصب الخرسانة، ACI SP-4 ، هو دليل عملي للمقاولين والمهندسين الانشائيين والمهندسين المعماريين. وهو يتبع الإرشادات الواردة في ACI 347 ويتضمن معلومات حول التخطيط والبناء واستخدام قوالب الخرسانة. كما تتضمن أيضًا جداولاً ورسوماً بيانية وصيغاً لأحمال تصميم القوالب. يوفر ACI Section 2 301 المواصفات المرجعية لعمل القوالب.

**R26.11.1.1 Section 24.2.5** covers the requirements pertaining to deflections of shored and unshored members.

**R26.11.1.1** القسم 24.2.5 يغطي المتطلبات المتعلقة بتشوهات العناصر المدعمة والغير مدعمة.

## 26.11.1.2 Compliance requirements:

- (a) Design of formwork shall consider (1) through (5):
- (1) Method of concrete placement.
  - (2) Rate of concrete placement.
  - (3) Construction loads, including vertical, horizontal, and impact.
  - (4) Avoidance of damage to previously constructed members.
  - (5) For post-tensioned members, allowance for movement of the member during application of the prestressing force without damage to the member.
  - (6) For post-tensioned members, allowance for load redistribution on formwork resulting from tensioning of the prestressing reinforcement.
- (b) Formwork fabrication and installation shall result in a final structure that conforms to shapes, lines, and dimensions of the members as required by the construction documents.
- (c) Formwork shall be sufficiently tight to inhibit leakage of paste or mortar.
- (d) Formwork shall be braced or tied together to maintain position and shape.

## 26.11.1.2 متطلبات الامتثال:

- (أ) يجب أن يراعى تصميم القوالب من (1) إلى (5):
- (1) طريقة وضع الخرسانة.
  - (2) معدل وضع الخرسانة.
  - (3) أحمال البناء ، بما في ذلك الرأسية والأفقية والصدم.
  - (4) تجنب الأضرار التي لحقت بالعناصر مسبقة البناء.
  - (5) بالنسبة للعناصر لاحقة الشد ، يسمح لحركة العنصر أثناء تطبيق قوة الإجهاد المسبق دون ضرر على العنصر.
  - (6) للعناصر لاحقة الشد، يسمح إعادة توزيع الحمولة على القوالب الناتجة عن شد التسليح مسبق الإجهاد.
- (ب) يجب أن ينتج عن تصنيع القوالب وتركيبها منشأ نهائي يتوافق مع الأشكال والخطوط والأبعاد الخاصة بالعناصر كما هو مطلوب في مستندات الإنشاء.
- (ج) يجب أن تكون القوالب محكمة بما يكفي لمنع تسرب المونة أو اللاصق.
- (د) يجب أن تدعم أو تربط القوالب معا للحفاظ على الوضع والشكل.

## 26.11.2 Removal of formwork

## 26.11.2 إزالة القوالب

## 26.11.2.1 Compliance requirements:

- (a) Before starting construction, the contractor shall develop a procedure and schedule for removal of formwork and installation of reshores, and shall calculate the loads transferred to the structure during this process.
- (b) Structural analysis and concrete strength requirements used in planning and implementing the formwork removal and reshore installation shall be furnished by the contractor to the licensed design professional and to the building official, when requested.

## 26.11.2.1 متطلبات الامتثال:

- (أ) قبل البدء في البناء، يجب على المقاول تهيئة إجراء وجدولة زمنية لإزالة الشدات وإعادة تركيب الدعامات، ويجب أن يحسب الأحمال المنقولة إلى المنشأ خلال هذه العملية.
- (ب) يجب على المقاول أن يقدم متطلبات التحليل الإنشائي ومقاومة الخرسانة المستخدمة في تخطيط وتنفيذ أعمال إزالة القوالب وإعادة تركيب الدعامات بواسطة المقاول إلى محترف التصميم المرخص وإلى مسؤول البناء عند الطلب.

## R26.11.2 Removal of formwork

## R26.11.2 إزالة القوالب

**R26.11.2.1** In determining the time for removal of formwork, consideration should be given to the construction loads, in-place strength of concrete, and possibility of deflections greater than acceptable to the licensed design professional (**ACI 347** and **ACI 347.2R**). Construction loads may be greater than the specified live loads. Even though a structure may have adequate strength to support the applied loads at early ages, deflections can cause serviceability problems. The removal of formwork for multistory construction should be a part of a planned procedure developed by the contractor that considers the temporary support of the entire structure as well as each individual member. Such a procedure should be planned before construction and should be based on a structural analysis taking into account at least (a) through (e):

- (a) The structural system that exists at the various stages of construction, and the construction loads corresponding to those stages; (b) The in-place strength of the concrete at the various stages during construction;



## CODE

### الكود

(c) No construction loads shall be placed on, nor any formwork removed from, any part of the structure under construction except when that portion of the structure in combination with remaining formwork has sufficient strength to support safely its weight and loads placed thereon and without impairing serviceability.

(d) Sufficient strength shall be demonstrated by structural analysis considering anticipated loads, strength of formwork, and an estimate of in-place concrete strength.

(ج) لا يتم وضع أي حمولات بناء على أي جزء من المنشأ تحت الإنشاء، أو أي جزء من المنشأ تحت الإنشاء، إلا إذا كان ذلك الجزء من المنشأ مدمجاً مع القوالب المتبقية لديه مقاومة كافية لدعم وزنه وأثقاله الموضوعة عليه بأمان وبدون الحاجة إلى الأضعاف من الخدمة.

(د) يتم إثبات المقاومة الكافية عن طريق التحليل الإنشائي بالنظر إلى الأحمال المتوقعة، ومقاومة القوالب، وتقدير مقاومة الخرسانة في الموقع.

(e) The estimate of in-place concrete strength shall be based on tests of field-cured cylinders or on other procedures to evaluate concrete strength approved by the licensed design professional and, when requested, approved by the building official.

(هـ) يجب أن يستند تقدير مقاومة الخرسانة في الموقع إلى اختبارات الأسطوانات المعالجة ميدانياً أو على إجراءات أخرى لتقييم مقاومة الخرسانة المعتمدة من قبل محترف التصميم المرخص، وعند الطلب، يعتمد عليها مسؤول البناء.

(f) Formwork shall be removed in such a manner not to impair safety and serviceability of the structure.

(g) Concrete exposed by formwork removal shall have sufficient strength not to be damaged by the removal.

(h) Formwork supports for post-tensioned members shall not be removed until sufficient post-tensioning has been applied to enable post-tensioned members to support their dead load and anticipated construction loads.

(و) يجب إزالة القوالب بطريقة لا تؤدي إلى إضعاف سلامة وخدمة المنشأ.

(ز) تكون الخرسانة المعرضة من خلال إزالة القوالب ذات مقاومة كافية لا تتلف بسبب الإزالة.

(ح) لا تتم إزالة دعم الشدات (القوالب) للعناصر لاحقة الشد حتى يتم تطبيق الشد اللاحق الكافي لتمكين العناصر لاحقة الشد لدعم حمولتهم الميتة وأحمال البناء المتوقعة.

## COMMENTARY

### التعليق

(c) The influence of deformations of the structure and shoring system on the distribution of dead loads and construction loads during the various stages of construction;

(d) The strength and spacing of shores or shoring systems used, as well as the method of shoring, bracing, shore removal, and reshoring including the minimum time interval between the various operations; (e) Any other loading or condition that affects the safety or serviceability of the structure during construction. **ACI 347.2R** provides information for shoring and reshoring multistory buildings.

**26.11.2.1** عند تحديد وقت إزالة القوالب، يجب مراعاة أحمال البناء، ومقاومة الخرسانة في الموقع، وإمكانية تشوه أكبر من المقبولة من محترف التصميم المرخص (**ACI 347**) و (**ACI 347.2R**) قد تكون أحمال الإنشاء أكبر من الأحمال الحية المحددة. على الرغم من أن المنشأ قد يكون ذات مقاومة كافية لدعم الأحمال المطبقة في الأعمار المبكرة، إلا أن التشوه يمكن أن تسبب مشاكل في الخدمة. يجب أن تكون إزالة القوالب للبناء متعدد الطوابق جزءاً من إجراء تم التخطيط له من قبل المقاول الذي يعتبر الدعم المؤقت للمنشأ بأكمله بالإضافة إلى كل عنصر مستقل. يجب التخطيط لمثل هذا الإجراء قبل الإنشاء ويجب أن يستند إلى تحليل إنشائي يأخذ بعين الاعتبار من (أ) إلى (هـ) على الأقل النظام الإنشائي الموجود في مختلف مراحل البناء، وأحمال البناء المقابلة لتلك المراحل؛ (ب) مقاومة الخرسانة في الموقع في المراحل المختلفة أثناء البناء؛

(ج) تأثير تشوهات المنشأ ونظام الدعم على توزيع الأحمال الميتة وأحمال البناء خلال مختلف مراحل البناء؛

(د) المقاومة والتباعد بين الدعامات أو أنظمة التدعيم المستخدمة، وكذلك طريقة الدعم والربط، وإزالة التدعيم، وإعادة تركيب الدعامات بما في ذلك الحد الأدنى من الفاصل الزمني بين العمليات المختلفة؛

(هـ) أي تحميل أو حالة أخرى تؤثر على سلامة أو خدمة المنشأ أثناء البناء. يوفر **ACI 347.2R** معلومات عن دعم وإعادة الدعم للمباني متعددة الطوابق.

**26.11.2.1(e)** Evaluation of concrete strength during construction may be demonstrated by field-cured test cylinders or other procedures approved by the licensed design professional and, when requested, approved by the building official, such as (a) through (d):

(a) Tests of cast-in-place cylinders in accordance with **ASTM C873**. This method is limited to use for slabs where the depth of concrete is between 125 to 300 mm.

(b) Penetration resistance in accordance with **ASTM C803**

(c) Pullout strength in accordance with **ASTM C900**

(d) Maturity index measurements and correlation in accordance with ASTM C1074 Procedures (b), (c), and (d) require sufficient data for the materials used in the Work to demonstrate correlation of measurements on the structure with the compressive strength of molded cylinders or drilled cores. **ACI 228.1R** discusses the use of these methods to evaluate the in-place strength of concrete

**26.11.2.1 (e)** يمكن أن يثبت تقييم مقاومة الخرسانة أثناء البناء بواسطة أسطوانات الاختبار المعالجة ميدانياً أو غير ذلك من الإجراءات المعتمدة من قبل محترف التصميم المرخص، وعند الموافقة عليها، يوافق عليها مسؤول المبنى، مثل (أ) مع ذلك (د):

(أ) اختبارات أسطوانات الصب في الموقع طبقاً للمواصفة **ASTM C873**. تقتصر هذه الطريقة على استخدام البلاطات حيث يتراوح عمق الخرسانة بين 125 إلى 300 ملم

(ب) مقاومة الاختراق وفقاً لـ **ASTM C803**

(ج) مقاومة السحب وفقاً لـ **ASTM C900**

(د) قياسات مؤشر الاستحقاق وارتباطه طبقاً لـ **ASTM C1074** تتطلب الإجراءات (b) و (c) و (d) بيانات كافية للمواد المستخدمة في العمل لإظهار العلاقة بين القياسات على المنشأ ومقاومة الضغط للأسطوانات المشكلة أو النواة المحفورة. يناقش **ACI 228.1R** استخدام هذه الطرق لتقييم مقاومة الخرسانة في الموقع.



## CODE

### الكود

(i) No construction loads exceeding the combination of superimposed dead load plus live load including reduction shall be placed on any unshored portion of the structure under construction, unless analysis indicates adequate strength to support such additional loads and without impairing serviceability.

(i) لا يسمح وضع أي أحمال بناء تتجاوز مجموعة الحمولة الميتة المحملة بالإضافة إلى الحمولة الحية بما في ذلك التخفيض على أي جزء غير مدعم من المنشأ تحت الإنشاء ، ما لم يدل التحليل على مقاومة كافية لدعم هذه الأحمال الإضافية ودون الإضرار بإمكانية الخدمة.

## 26.12—Evaluation and acceptance of hardened concrete

### 26.12 - تقييم وقبول الخرسانة المتصلبة

#### 26.12.1 General

#### 26.12.1 عام

##### 26.12.1.1 Compliance requirements:

(a) Evaluation of hardened concrete shall be based on strength tests. A strength test is the average of the compressive strengths of at least two 150 x 300 mm cylinders or at least three 100 x 200 mm cylinders made from the same sample of concrete taken in accordance with **ASTM C172** at the point of delivery, handled and standard-cured in accordance with **ASTM C31**, and tested in accordance with **ASTM C39** at 28 days or at test age designated for  $f_c'$ .

##### 26.12.1.1 متطلبات الامتثال:

26.12 - تقييم وقبول الخرسانة المتصلبة (أ) يعتمد تقييم الخرسانة المتصلبة على اختبارات المقاومة. اختبار المقاومة هو متوسط مقاومة الضغط لاثنتين من الأسطوانات 150 × 300 مم على الأقل أو ثلاث أسطوانات 100 × 200 مم على الأقل مصنوعة من نفس العينة من الخرسانة المأخوذة وفقاً لـ **ASTM C172** في نقطة التسليم والتعبئة والمعالجة القياسية وفقاً لـ **ASTM C31** ، وتم اختبارها وفقاً لـ **ASTM C39** في 28 يوماً أو في عمر الاختبار المخصص لـ  $f_c'$ .

(b) For shotcrete, a strength test shall be the average strength of at least three 75 mm nominal diameter cores taken from a test panel prepared in accordance with **ASTM C1140** and tested at 28 days from time of placement or at test age designated for  $f_c'$ .

(ب) بالنسبة للخرسانة المرشوشة، يجب أن يكون اختبار المقاومة متوسط المقاومة لثلاثة نواة قطرها 75 مم على الأقل مأخوذة من لوحة اختبار تم إعدادها وفقاً لـ **ASTM C1140** وتم اختبارها في 28 يوماً من وقت الوضع أو في عمر الاختبار المحدد لـ  $f_c'$ .

## COMMENTARY

### التعليق

**R26.11.2.1(i)** The nominal live load specified on the drawings is frequently reduced for members supporting large floor areas, and the limit on construction loads needs to account for such reductions.

**R26.11.2.1 (i)** كثيراً ما يتم تخفيض الحمل الحي الاسمي المحدد في المخططات للعناصر التي تدعم مساحات أرضية كبيرة ، ويجب أن يحسب الحد الأقصى لأحمال الإنشاء لمثل هذه التخفيضات.

## R26.12—Evaluation and acceptance of hardened concrete

### R26.12 - تقييم وقبول الخرسانة المتصلبة

#### R26.12.1 General

#### R26.12.1 عام

**R26.12.1.1(a)** Casting and testing more than the minimum number of specimens may be desirable in case it becomes necessary to discard an outlying individual cylinder strength in accordance with **ACI 214R**. If individual cylinder strengths are discarded in accordance with **ACI 214R**, a strength test is valid provided at least two individual 150 x 300 mm. cylinder strengths or at least three 100 x 200 mm. cylinder strengths are averaged. All individual cylinder strengths that are not discarded in accordance with **ACI 214R** are to be used to calculate the average strength. The size and number of specimens representing a strength test should be the same for each concrete mixture. The cylinder size should be agreed upon by the owner, licensed design professional, and testing agency before construction. Testing three instead of two 100 x 200 mm. cylinders preserves the confidence level of the average strength because 100 x 200 mm. cylinders tend to have approximately 20 percent higher within-test variability than 150 x 300 mm. cylinders (**Carino et al. 1994**).

**R26.12.1.1(a)** قد يكون من المرغوب أن يكون الصب والاختبار أكثر من الحد الأدنى لعدد العينات في حالة ما إذا كان من الضروري التخلص من مقاومة أسطوانة مستقلة معزولة وفقاً لـ **ACI 214R**. إذا تم التخلص من مقاومة الأسطوانة الفردية وفقاً لـ **ACI 214R** ، فإن اختبار المقاومة يكون صحيحاً بشرط أن يكون هناك على الأقل مقاومتان منفردتان 150 × 300 ملم في الأسطوانة أو على الأقل ثلاث مقاومات 100 × 200 ملم في الأسطوانة. يجب استخدام جميع مقاومة الأسطوانة الفردية التي لا يتم التخلص منها وفقاً لـ **ACI 214R** لحساب متوسط المقاومة. يجب أن يكون حجم وعدد العينات التي تمثل اختبار المقاومة هو نفسه لكل خلطة خرسانية. يجب أن يتم الاتفاق على حجم الأسطوانة من قبل المالك وخبراء التصميم المرخصين ووكالة الاختبار قبل البناء. اختبار ثلاثة بدلاً من أسطوانتين 100 × 200 ملم يحافظ على مستوى الثقة من متوسط المقاومة لأن الأسطوانات 100 × 200 ملم تميل إلى أن يكون لديها تقريب أعلى داخل الاختبار بنسبة 20 في المئة من 150 × 300 ملم في الأسطوانات. (**Carino et al. 1994**).

Representative concrete samples for making strength test specimens are obtained from concrete as delivered to the project site. For example, samples of concrete delivered in a truck mixer would be obtained from the truck chute at discharge. **ASTM C172** provides requirements for sampling concrete from different equipment used in the production or transportation of concrete. Note that the term "strength test" does not apply to results of tests on cylinders field cured in or on the structure as described in **ASTM C31**, nor does it apply to results of tests on cylinders from laboratory trial batches.

يتم الحصول على عينات الخرسانة الممثلة لصنع عينات اختبار المقاومة من الخرسانة كما يتم تسليمها إلى موقع المشروع. على سبيل المثال ، سيتم الحصول على عينات من الخرسانة المسلمة في خلاطة الشاحنات من أبواب الشاحنة عند التفريغ. توفر المواصفة **ASTM C172** متطلبات لأخذ عينات الخرسانة من المعدات المختلفة المستخدمة في إنتاج أو نقل الخرسانة. لاحظ أن مصطلح "اختبار المقاومة" لا ينطبق على نتائج الاختبارات في مجال الأسطوانات المعالجة ميدانياً أو على المنشأ كما هو موضح في **ASTM C31** ، ولا ينطبق على نتائج الاختبارات على الأسطوانات من مجموعات التجارب المختبرية.

(c) The testing agency performing acceptance testing shall comply with **ASTM C1077**.

(ج) يجب أن تتوافق وكالة الاختبار التي تجري اختبار القبول مع **ASTM C1077**.

**R26.12.1.1(c) ASTM C1077** defines the duties, responsibilities, and minimum technical requirements of testing agency personnel and defines the technical requirements for equipment used in testing concrete and concrete aggregates. Agencies that test cylinders or cores to determine compliance with Code requirements should be accredited or inspected for conformance to the requirements of **ASTM C1077** by a recognized evaluation authority.

(c) **R26.12.1.1** **ASTM C1077**حدد الواجبات والمسؤوليات والحد الأدنى من المتطلبات الفنية لموظفي وكالة الاختبار وتحدد المتطلبات الفنية للمعدات المستخدمة في اختبار الركام الخرساني. يجب أن تكون الوكالات التي تختبر الأسطوانات أو النوى لتحديد الامتثال لمتطلبات الكود معتمدة أو مفحوصة للتوافق مع متطلبات **ASTM C1077** من قبل سلطة تقييم معترف بها.

(d) Qualified field-testing technicians shall perform tests on fresh concrete at the job site, prepare specimens for standard curing, prepare specimens for field curing, if required, and record the temperature of the fresh concrete when preparing specimens for strength tests.

(د) يقوم فنيين الاختبارات الميدانية المؤهلين بإجراء اختبارات على الخرسانة الطازجة في موقع العمل، وإعداد عينات للمعالجة القياسية، وإعداد العينات للمعالجة الميدانية، إذا لزم الأمر ، وتسجيل درجة حرارة الخرسانة الطرية عند إعداد العينات لاختبارات المقاومة.

**R26.12.1.1(d)** Technicians can establish qualifications by becoming certified through certification programs. Field technicians in charge of sampling concrete; testing for slump, density (unit weight), yield, air content, and temperature; and making and curing test specimens should be certified in accordance with the ACI Concrete Field Testing Technician—Grade 1 Certification Program, the requirements of **ASTM C1077**, or an equivalent program.

(d) **R26.12.1.1** يمكن للفنيين إنشاء مؤهلات بواسطة الاعتماد من خلال برامج الشهادات. الفنيون الميدانيون المسؤولون عن أخذ عينات الخرسانة؛ اختبار للهبوط، الكثافة (وزن الوحدة) ، الخضوع ، محتوى الهواء ، ودرجة الحرارة ؛ يجب أن يتم اعتماد واختبار عينات الاختبار ومعالجتها وفقاً لفني اختبار **ACI** الخرساني الميداني - برنامج الشهادة للدرجة الأولى أو متطلبات **ASTM C1077** أو برنامج مكافئ.

(e) Qualified laboratory technicians shall perform required laboratory tests.

(هـ) يقوم فنيين المختبرات المؤهلين بإجراء الاختبارات المعملية المطلوبة.

**R26.12.1.1(e)** Concrete testing laboratory personnel should be certified in accordance with the ACI Concrete Laboratory Testing Technician—Level 1 Certification Program, the ACI Concrete Strength Testing Technician Certification Program, the requirements of **ASTM C1077**, or an equivalent program.

(e) **R26.12.1.1** ينبغي أن يكون موظفو معمل اختبار الخرسانة معتمدين وفقاً لفحص الاختبار **ACI** لمختبر الخرسانة - برنامج شهادة المستوى 1 ، برنامج شهادة فني اختبار **ACI** للخرسانة ، متطلبات **ASTM C1077** ، أو برنامج مكافئ.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

(f) All reports of acceptance tests shall be provided to the licensed design professional, contractor, concrete producer, and, if requested, to the owner and the building official.

(و) تقدم جميع تقارير اختبارات القبول إلى محترف التصميم المرخص والمقاول ومنتج الخرسانة، وإذا طلب ذلك، إلى المالك ومسؤول البناء.

R26.12.1.1(f) The Code requires testing reports to be distributed to the parties responsible for the design, construction, and approval of the Work. Such distribution of test reports should be indicated in contracts for inspection and testing services. Prompt distribution of testing reports allows for timely identification of either compliance or the need for corrective action. A complete record of testing allows the concrete producer to reliably establish appropriate mixture proportions for future work.

R26.12.1.1(f) يتطلب الكود توزيع تقارير الاختبار على الأطراف المسؤولة عن تصميم العمل وبناءه والموافقة عليه. وينبغي الإشارة إلى هذا التوزيع لتقارير الاختبار في عقود خدمات الفحص والاختبار. يسمح التوزيع الفوري لتقارير الاختبار بالتعرف في الوقت المناسب إما على الامتثال أو الحاجة إلى اتخاذ إجراءات تصحيحية. يتيح السجل الكامل للاختبار لمنتج الخرسانة أن يحدد بشكل مناسب نسب الخلطات المناسبة للعمل في المستقبل.

### 26.12.2 Frequency of testing

#### 26.12.2 تكرار الاختبار

#### 26.12.2.1 Compliance requirements:

(a) Samples for preparing strength test specimens of each concrete mixture placed each day shall be taken in accordance with (1) through (3):

- (1) At least once a day.
- (2) At least once for each 110 m<sup>3</sup> of concrete.
- (3) At least once for each 460 m<sup>2</sup> of surface area for slabs or walls.

#### 26.12.2.1 متطلبات الامتثال:

- (أ) يتم أخذ العينات الخاصة بإعداد عينات اختبار المقاومة لكل خلطة خرسانية يتم وضعها كل يوم وفقاً لـ (1) إلى (3):
  - (1) على الأقل مرة واحدة في اليوم.
  - (2) مرة واحدة على الأقل لكل 110 m<sup>3</sup> متر مكعب من الخرسانة.
  - (3) مرة واحدة على الأقل لكل 460 m<sup>2</sup> متر مربع من المساحة السطحية للبلاطات أو الجدران.

(b) On a given project, if total volume of concrete is such that frequency of testing would provide fewer than five strength tests for a given concrete mixture, strength test specimens shall be made from at least five randomly selected batches or from each batch if fewer than five batches are used.

(c) If the total quantity of a given concrete mixture is less than 38 m<sup>3</sup>, strength tests are not required if evidence of satisfactory strength is submitted to and approved by the building official.

(ب) في مشروع معين، إذا كان الحجم الكلي للخرسانة بحيث أن تكرار الاختبار سيوفر أقل من خمس اختبارات لمقاومة الخلطة الخرسانية المعطاه، فيجب إجراء عينات اختبار المقاومة من خمس كميات على الأقل تم اختيارها عشوائياً أو من كل كمية إذا يتم استخدام أقل من خمس كميات.

(ج) إذا كانت الكمية الإجمالية للخلطة الخرسانية المعطاه أقل من 38 م<sup>3</sup>، فإن اختبارات المقاومة لا تكون مطلوبة إذا تم تقديم دليل على مقاومة مرضية إلى مسؤول البناء ووافق عليها.

(d) For shotcrete, prepare a shotcrete test panel for each mixture and each nozzle operator at least once per day or for every 38 m<sup>3</sup> placed, whichever results in the greater number of panels.

(د) بالنسبة للخرسانة المرشوشة، قم بإعداد لوحة اختبار قابلة للخرسانة المرشوشة لكل خلطة وكل مشغل فوهة مرة واحدة على الأقل في اليوم أو لكل 38 متراً<sup>3</sup> توضع، مما يؤدي إلى زيادة عدد الألواح.

### R26.12.2 Frequency of testing

#### R26.12.2 تكرار الاختبار

R26.12.2.1(a) Concrete samples for preparing strength test specimens are to be taken on a strictly random basis if they are to measure properly the acceptability of the concrete. To be representative within the period of placement, the choice of sampling times, or the concrete batches to be sampled, is to be made on the basis of chance alone. Batches are not sampled on the basis of appearance, convenience, or another possibly biased criterion, because the statistical analyses will lose their validity. ASTM D3665 describes procedures for random selection of the batches to be tested. Specimens for one strength test (as defined in 26.12.1.1(a)) are to be made from a single batch, and ASTM C172 requires that the sample be taken only after all adjustments to the batch are made.

(R26.12.2.1) يجب أخذ عينات خرسانية لتحضير عينات اختبار المقاومة على أساس عشوائي تماماً إذا كان عليها قياس مدى قبول الخرسانة بشكل صحيح. لتكون ممثلة خلال فترة الوضع، يجب أن يتم اختيار أوقات أخذ العينات، أو الكميات الخرسانية التي سيتم أخذ عينات منها، على أساس الصدفة وحدها. لا يتم أخذ عينات من الكميات على أساس المظهر أو الملاءمة أو معيار آخر من المحتمل أن يكون متحيزاً، لأن التحليلات الإحصائية ستفقد صلاحيتها. تصف المواصفة ASTM D3665 إجراءات التحديد العشوائي للكميات المطلوبة اختبارها. يجب إجراء عينات لاختبار مقاومة واحدة (كما هو موضح في 26.12.1.1 (أ)) من كمية واحدة، ويتطلب ASTM C172 عدم أخذ العينة إلا بعد إجراء جميع التعديلات على الكمية.

In calculating surface area, only one side of the slab or wall is considered. Criterion (3) will require more frequent sampling than once for each 110 m<sup>3</sup> placed if average wall or slab thickness is less than 240 mm.

عند حساب مساحة السطح، يتم اعتبار جانب واحد فقط من البلاطة أو الجدار. يتطلب المعيار (3) أخذ عينات أكثر تكراراً من مرة واحدة لكل 110 م<sup>3</sup> يتم وضعها إذا كان متوسط سماكة الجدار أو البلاطة أقل من 240 ملم.

### 26.12.3 Acceptance criteria for standard-cured specimens

26.12.3 معايير القبول للعينات المعالجة قياسي

#### 26.12.3.1 Compliance requirements:

##### 26.12.3.1 متطلبات الامتثال:

(a) Strength level of a concrete mixture shall be acceptable if (1) and (2) are satisfied:

(1) Every arithmetic average of any three consecutive strength tests equals or exceeds  $f_c'$ .

(2) No strength test falls below  $f_c'$  by more than 3.5 Mpa if  $f_c'$  is 35 Mpa or less; or by more than  $0.10f_c'$  if  $f_c'$  exceeds 35 Mpa.

(1) يجب أن يكون مستوى مقاومة الخلطة الخرسانية مقبولا إذا تم استيفاء (1) و (2):

(1) كل متوسط حسابي لأي اختبارات المقاومة ثلاث متتالية يساوي أو يتجاوز  $f_c'$ .

(2) لا يوجد اختبار المقاومة أقل من  $f_c'$  بأكثر من 3.5 ميجاباسكال إذا كان  $f_c = 35$  ميجاباسكال أو أقل؛ أو أكثر من  $0.10f_c'$  إذا تجاوزت  $f_c$  35 ميجاباسكال.

(b) If either of the requirements of 26.12.3.1(a) are not satisfied, steps shall be taken to increase the average of subsequent strength results

(ب) إذا لم يتم استيفاء أي من متطلبات الفقرة 26.12.3.1(a)، تتخذ خطوات لزيادة متوسط نتائج المقاومة اللاحقة.

(c) Requirements for investigating low strength-test results shall apply if the requirements of 26.12.3.1(b)(2) are not met

(ج) تطبق متطلبات التحقيق في نتائج اختبار المقاومة المنخفضة إذا لم يتم استيفاء متطلبات الفقرة 26.12.3.1 (b)(2)

### R26.12.3 Acceptance criteria for standard-cured specimens

R26.12.3 معايير القبول للعينات المعالجة قياسي

R26.12.3.1 Evaluation and acceptance of the concrete can be judged immediately, as test results are received during the course of the Work. Strength tests failing to meet these criteria will occur occasionally, with a probability of approximately once in 100 tests (ACI 214R) even though concrete strength and uniformity are satisfactory. Allowance should be made for such statistically expected variations in deciding whether the strength level being produced is adequate. The strength acceptance criteria of 26.12.3.1(b) apply to test results from either 100 x 200 mm. or 150 x 300 mm. test cylinders permitted in 26.12.1.1(a). The average difference (Carino et al. 1994) between test results obtained by the two specimen sizes is not considered to be significant in design

R26.12.3.1 يمكن تقييم وقبول الخرسانة على الفور، حيث يتم تلقي نتائج الاختبار أثناء سير العمل. ستحدث اختبارات المقاومة التي لا تتماشى مع هذه المعايير من حين لآخر، مع احتمال حدوث مرة واحدة تقريباً في 100 اختبار (ACI 214R) على الرغم من أن مقاومة الخرسانة وانتظامها مرضٍ. يجب أن يتم إعطاء بدل عن هذه الاختلافات المتوقعة من الناحية الإحصائية في تحديد ما إذا كان مستوى المقاومة الذي يتم إنتاجه مناسباً. تطبق معايير القبول في 26.12.3.1 (b) على نتائج الاختبار من 100 × 200 ملم. أو 150 × 200 ملم. يسمح باستخدام أسطوانات الاختبار في 26.12.1.1 (a). لا يعتبر متوسط الفارق (Carino et al. 1994) بين نتائج الاختبار التي تم الحصول عليها بواسطة أحجام العينة نموذجاً مهماً في التصميم

R26.12.3.1(b) The steps taken to increase the average level of subsequent strength test results will depend on the particular circumstances but could include one or more of (a) through (g):

- (a) Increase in cementitious materials content;
- (b) Reduction in or better control of water content;
- (c) Use of a water-reducing admixture to improve the dispersion of cementitious materials;
- (d) Other changes in mixture proportions;
- (e) Reduction in delivery time;
- (f) Closer control of air content;
- (g) Improvement in the quality of the testing, including strict compliance with ASTM C172, ASTM C31, and ASTM C39.

R26.12.3.1(b) تعتمد الخطوات المتخذة لزيادة المستوى المتوسط لنتائج اختبارات المقاومة اللاحقة على الظروف المعينة ولكن يمكن أن تشمل واحدة أو أكثر من (أ) إلى (ز):

- (أ) زيادة محتوى المواد الأسمنتية؛
- (ب) الحد من أو تحسين التحكم في محتوى الماء؛
- (ج) استخدام خلطة منخفضة فيها الماء لتحسين تشتت المواد الإسمنتية؛
- (د) تغييرات أخرى في نسب الخلط؛
- (هـ) انخفاض وقت التسليم؛
- (و) التحكم عن قرب في محتوى الهواء؛
- (ز) تحسين جودة الاختبار، بما في ذلك الامتثال الصارم للمواصفة ASTM C172 و ASTM C31 و ASTM C39.



Such changes in operating procedures or small changes in cementitious materials content or water content should not require a formal resubmission of mixture proportions; however, changes in sources of cement, aggregates, or admixtures need to be accompanied by evidence that the average strength level will be improved.

يجب ألا تتطلب مثل هذه التغييرات في إجراءات التشغيل أو التغييرات الطفيفة في محتوى المواد الإسمنتية أو محتوى الماء إعادة تقديم رسمية لنسب الخلطة؛ ومع ذلك ، يجب أن تترافق التغييرات في مصادر الأسمنت ، أو الركام ، أو الخلطات مع دليل على أن متوسط مستوى المقاومة سيتحسن.

#### 26.12.4 Acceptance criteria for shotcrete

#### R26.12.4 Acceptance criteria for shotcrete

##### 26.12.4 معايير القبول للخرسانة المرشوشة

##### R26.12.4 معايير القبول للخرسانة المرشوشة

##### 26.12.4.1 Compliance requirements:

- (a) Specimens for acceptance tests shall be in accordance with (1) and (2):
- (1) Test panels shall be prepared in the same orientation and by the same nozzle operator placing shotcrete.
- (2) Cores shall be obtained, conditioned, and tested in accordance with ASTM C1604.
- (b) Strength of a shotcrete mixture shall be acceptable if (1) and (2) are satisfied:
- (1) Every arithmetic average of the strengths from three consecutive test panels equals or exceeds  $f_c'$ .
- (2) The average compressive strength of three cores from a single test panel is not less than  $0.85 f_c'$  with no core having a strength less than  $0.75 f_c'$ .
- (c) If either of the requirements of 26.12.4.1(b) are not satisfied, steps shall be taken to increase the average of subsequent strength results.
- (d) Requirements for investigating low strength-test results shall apply if the requirements of 26.12.4.1(b)(2) are not met.

**R26.12.4.1(a)** Cores taken from shotcrete test panels, made in accordance with **ASTM C1140**, typically have length-to-diameter ratios less than 1.75. Therefore the core strengths used for comparison with the acceptance criteria are the values after correction for the length to diameter ratio in accordance with **ASTM C1604**.

( R26.12.4.1 ) النوى المأخوذة من ألواح اختبار الخرسانة المرشوشة ، والمصنوعة وفقاً لـ **ASTM C1140** ، لها نسب طول إلى قطر أقل من 1.75. لذلك فإن مقاومة النواة المستخدمة للمقارنة مع معايير القبول هي القيم بعد التصحيح لنسبة الطول إلى القطر وفقاً لـ **ASTM C1604**

##### 26.12.4.1 متطلبات الامتثال:

- (أ) تكون عينات اختبارات القبول متوافقة مع (1) و (2):
- (1) يجب تحضير لوحات الاختبار في نفس الاتجاه وببنفس عامل تشغيل الفوهة الذي يضع الخرسانة المرشوشة.
- (2) يجب الحصول على النوى وتكييفها واختبارها طبقاً للمواصفة **ASTM C1604**.
- (ب) تكون مقاومة الخلطة للخرسانة المرشوشة مقبولة إذا تم استيفاء (1) و (2):
- (1) كل متوسط حسابي للمقاومة من ثلاث لوحات اختبار متتالية يساوي أو يتجاوز  $f_c'$ .
- (2) لا يقل متوسط مقاومة الضغط لثلاثة أنوية من لوحة اختبار واحدة عن  $0.85 f_c'$  مع عدم وجود نواة لها مقاومة أقل من  $0.75 f_c'$ .
- (ج) إذا لم يتم استيفاء أحد متطلبات 26.12.4.1 (ب) ، يجب اتخاذ خطوات لزيادة متوسط نتائج المقاومة اللاحقة.
- (د) تنطبق متطلبات التحقيق في نتائج اختبار المقاومة المنخفضة إذا لم يتم استيفاء متطلبات 26.12.4.1 (ب) (2).

CODE  
الكود

COMMENTARY  
التعليق

**26.12.5 Acceptance criteria for density of lightweight concrete**

26.12.5 معايير القبول لكثافة الخرسانة خفيفة الوزن

**26.12.5.1 Compliance requirements:**

- (a) Frequency of sampling for determining fresh density shall be according to 26.12.2.  
(b) Sampling of lightweight concrete for determining fresh density shall be at the point of delivery in accordance with **ASTM C172**.  
(c) Fresh density of lightweight concrete shall be determined in accordance with **ASTM C138**.

**26.12.5.1 متطلبات الامتثال:**

- (أ) يجب أن يكون تكرار أخذ العينات لتحديد الكثافة الطازجة وفقاً لـ 26.12.2.  
(ب) تكون عينات الخرسانة خفيفة الوزن لتحديد الكثافة الطازجة عند نقطة التسليم طبقاً للمواصفة **ASTM C172**.  
(ج) يتم تحديد الكثافة الطازجة للخرسانة خفيفة الوزن طبقاً للمواصفة **ASTM C138**.

(d) Unless otherwise permitted by the licensed design professional, fresh density of lightweight concrete shall be acceptable if within  $\pm 65 \text{ kg/m}^3$  of the fresh density corresponding to the specified equilibrium density.

(د) ما لم يسمح محترف التصميم المرخص بخلاف ذلك ، تكون الكثافة الطازجة للخرسانة خفيفة الوزن مقبولة إذا كانت ضمن  $\pm 65 \text{ كجم / م}^3$  من الكثافة الطازجة المقابلة لكثافة التوازن المحددة.

**R26.12.5 Acceptance criteria for density of lightweight concrete**

R26.12.5 معايير القبول لكثافة الخرسانة خفيفة الوزن

**R26.12.5(d)** The permitted tolerance for fresh concrete density for a mixture designed for the specified equilibrium density,  $w_c$ , is intended to account for variations in aggregate moisture, air content, and batch quantities. The impact of the tolerance in density on the value of  $\lambda$  assumed in design is minimal and deemed to be acceptable. The Licensed Design Professional can consider permitting a larger tolerance on fresh density to accommodate these expected variations when appropriate.

(R26.12.5(d) الغرض من التفاوت المسموح به لكثافة الخرسانة الطازجة للخلطة المصممة لكثافة التوازن المحددة ،  $w_c$  ، هو مراعاة الاختلافات في رطوبة الركام ومحتوى الهواء وكميات الدفعة. إن تأثير التفاوت في الكثافة على قيمة  $\lambda$  المفترضة في التصميم هو الحد الأدنى ويعتبر مقبولاً. يمكن لمحترف التصميم المرخص التفكير في السماح بتفاوت أكبر في الكثافة الطازجة لاستيعاب هذه الاختلافات المتوقعة عند الحاجة للتطبيق.



## 26.12.6 Investigation of strength tests

## R26.12.6 Investigation of strength tests

26.12.6 التحقيق في اختبارات المقاومة

R26.12.6 التحقيق في اختبارات المقاومة

## 26.12.6.1 Compliance requirements:

## 26.12.6.1 متطلبات الامتثال:

**R26.12.6.1** Requirements are provided if strength tests have failed to meet the specified acceptance criteria, specifically 26.12.3.1(b)(2) or 26.5.3.2(e). These requirements are applicable only for evaluation of in place strength at the time of construction. Strength evaluation of existing structures is covered by Chapter 27. The building official should apply judgment as to the significance of low test results and whether they indicate need for concern. If further investigation is deemed necessary, such investigation may include in-place tests as described in ACI 228.1R or, in extreme cases, strength tests of cores taken from the structure. In-place tests of concrete, such as probe penetration (ASTM C803), rebound hammer (ASTM C805), or pullout test (ASTM C900), may be useful in determining whether a portion of the structure actually contains low-strength concrete. Unless these in-place tests have been correlated with standard strength test results for the concrete in the structure, they are of value primarily for comparisons within the same structure rather than as quantitative estimates of strength. For cores, if required, conservative acceptance criteria are provided that should ensure structural adequacy for virtually any type of construction (Bloem 1965, 1968; Malhotra 1976, 1977). Lower strength may be tolerated under many circumstances, but this is a matter of judgment on the part of the licensed design professional and building official. If the strengths of cores obtained in accordance with 26.12.6.1(c) fail to comply with 26.12.6.1(d), it may be practicable, particularly in the case of floor or roof systems, for the building official to require a strength evaluation as described in Chapter 27. Short of a strength evaluation, if time and conditions permit, an effort may be made to improve the strength of the concrete in place by supplemental wet curing. Effectiveness of supplemental curing should be verified by further strength evaluation using procedures previously discussed. The Code, as stated, concerns itself with achieving structural safety, and the requirements for investigation of low strength-test results (26.12.6) are aimed at that objective. It is not the function of the Code to assign responsibility for strength deficiencies.

**R26.12.6.1** يتم توفير المتطلبات إذا فشلت اختبارات المقاومة في استيفاء معايير القبول المحددة ، وتحديدًا 26.12.3.1 (b) (2) أو 26.5.3.2 (e). تنطبق هذه المتطلبات فقط على تقييم المقاومة في الموقع في وقت الإنشاء. ويغطي الفصل 27 تقييم مقاومة المنشآت القائمة. وينبغي أن يطبق مسؤول البناء الحكم على أهمية نتائج الاختبار المنخفضة وما إذا كانت تشير إلى الحاجة للقلق. إذا كان من الضروري إجراء مزيد من التحريات، قد يشمل هذا الفحص إجراء اختبارات في الموقع كما هو موضح في المواصفة ACI 228.1R أو ، في الحالات القصوى ، اختبارات مقاومة النواة المأخوذة من المنشأ. قد تكون اختبارات الموقع الخرسانة، مثل اختبار الاختراق (ASTM C803)، مطرقة الارتداد (ASTM C805) ، أو اختبار السحب (ASTM C900) ، مفيدة في تحديد ما إذا كان جزء من المنشأ يحتوي فعليًا على خرسانة منخفضة المقاومة.

ما لم تكن هذه الاختبارات في الموقع مرتبطة مع نتائج اختبار المقاومة القياسية للخرسانة في المنشأ، فهي ذات قيمة في المقام الأول للمقارنات داخل نفس المنشأ وليس كقياسات كمية للمقاومة. بالنسبة إلى النوى، إذا لزم الأمر، يتم توفير معايير قبول متحفظة يجب أن تضمن الكفاية الانشائية لأي نوع من البناء واقعيًا تقريبًا (Bloem 1965 ، Malhotra 1976؛ 1968 ، (1977). قد يتم التفاوت مع انخفاض المقاومة في العديد من الظروف، ولكن هذه مسألة تتعلق بالحكم من جانب مسؤول البناء وحترف التصميم المرخص. إذا كانت المقاومة في النوى التي تم الحصول عليها وفقًا لـ 26.12.6.1 (c) لا تتوافق مع الفقرة 26.12.6.1 (d)، فقد يكون ذلك ممكنًا عمليًا، خاصة في حالة أنظمة الأرضية أو السقف، لكي يحتاج مسؤول البناء إلى تقييم المقاومة كما هو موضح في الفصل 27. وبخلاف تقييم المقاومة، إذا سمح الوقت والظروف، يمكن بذل جهد لتحسين مقاومة الخرسانة في الموقع عن طريق المعالجة الإضافية الرطبة. يجب التحقق من فعالية المعالجة الإضافية من خلال تقييم مزيد من المقاومة باستخدام الإجراءات التي نوقشت سابقًا. وكما هو مذكور، فإن هذه الكود تتعلق بتحقيق التكامل الانشائي، وتستهدف متطلبات التحقيق في نتائج اختبار المقاومة المنخفضة (26.12.6) تحقيق هذا الهدف. ليست مهمة الكود هي تحديد المسؤولية عن أوجه القصور في المقاومة.

(a) If any strength test of standard-cured cylinders falls below  $f_c'$  by more than the limit allowed for acceptance, or if tests of field-cured cylinders indicate deficiencies in protection and curing, steps shall be taken to ensure that structural adequacy of the structure is not jeopardized.

(أ) إذا كان أي اختبار المقاومة للأسطوانات المعالجة قياسيًّا أقل من  $f_c'$  بأكثر من الحد المسموح به للقبول، أو إذا كانت اختبارات الاسطوانات المعالجة ميدانيًّا تشير إلى أوجه قصور في الحماية والمعالجة، يجب اتخاذ خطوات لضمان أن تكون الكفاية الانشائية غير خطره

(b) If the likelihood of low-strength concrete is confirmed and calculations indicate that structural adequacy is significantly reduced, tests of cores drilled from the area in question in accordance with ASTM C42 shall be permitted. In such cases, three cores shall be taken for each strength test that falls below  $f_c'$  by more than the limit allowed for acceptance.

(ب) إذا تأكدت احتمالية وجود خرسانة منخفضة المقاومة وتشير الحسابات إلى أن الكفاية الانشائية قد انخفضت بشكل كبير، يجب السماح باختبارات النوى المحفورة من المنطقة المعنية وفقًا للمواصفة ASTM C42. في مثل هذه الحالات، يجب أن تؤخذ ثلاثة نوى لكل اختبار مقاومة يقل عن  $f_c'$  بأكثر من الحد المسموح به للقبول.

(c) The licensed design professional or the building official shall be permitted to modify details of core tests as stated in ASTM C42.

(ج) يُسمح لمحترف التصميم المرخص أو مسؤول البناء بتعديل تفاصيل الاختبارات الأساسية كما هو مذكور في ASTM C42.

R26.12.6.1(a) If the strength of field-cured cylinders does not conform to 26.5.3.2(e), steps need to be taken to improve the curing. If supplemental in-place tests confirm a possible deficiency in strength of concrete in the structure, core tests may be required to evaluate structural adequacy.

R26.12.6.1(a) إذا كانت مقاومة الأسطوانات المعالجة ميدانيًّا لا تتوافق مع 26.5.3.2 (e)، يجب اتخاذ خطوات لتحسين المعالجة. إذا أكدت الاختبارات الإضافية في الموقع وجود نقص محتمل في مقاومة الخرسانة في المنشأ، قد تكون هناك حاجة إلى اختبارات النواة لتقييم الكفاية الانشائية.

R26.12.6.1(c) Some default requirements in ASTM C42 are permitted to be altered by the "specifier of the tests," who is defined in ASTM C42 as "the individual responsible for analysis or review and acceptance of core test results." For the purposes of ACI 318, the "specifier of the tests" is the licensed design professional or the building official.

(R26.12.6.1 ج) يُسمح بتغيير بعض المتطلبات الافتراضية في ASTM C42 بواسطة "محدد الاختبارات"، الذي تم تعريفه في ASTM C42 على أنه "الفرد المسؤول عن تحليل أو مراجعة وقبول نتائج الاختبار للنواة." لأغراض ACI 318، فإن "محدد الاختبارات" هو محترف التصميم المرخص أو مسؤول البناء.

(d) Cores shall be obtained, moisture-conditioned by storage in watertight bags or containers, transported to the testing agency, and tested in accordance with ASTM C42. Cores shall be tested between 48 hours and 7 days after coring unless otherwise approved by the licensed design professional. The specifier of tests referenced in ASTM C42 shall be the licensed design professional or the building official.

(د) يتم الحصول على النوى ، وهي تكييف الرطوبة بالتخزين في أكياس أو حاويات مائعة للماء ، يتم نقلها إلى وكالة الاختبار ، ويتم اختبارها وفقاً للمواصفة ASTM C42. يتم اختبار النوى ما بين 48 ساعة و 7 أيام بعد الفحص ما لم يوافق محترف التصميم المرخص على خلاف ذلك. يكون محدد الاختبارات المشار إليه في المواصفة ASTM C42 هو محترف التصميم المرخص أو مسؤول البناء.

R26.12.6.1(d) The use of a water-cooled bit results in a core with a moisture gradient between the exterior surface and the interior. This gradient lowers the apparent compressive strength of the core (Bartlett and MacGregor 1994). The requirement of at least 48 hours between the time of coring and testing provides a minimum time for the moisture gradient to be reduced. The maximum time between coring and testing is intended to ensure timely testing of cores if strength of concrete is in question. Research (Bartlett and MacGregor 1994) has also shown that other moisture conditioning procedures, such as soaking or air drying, affect measured core strengths and result in conditions that are not representative of the in-place concrete. Therefore, to provide reproducible moisture conditions that are representative of in-place conditions, a standard moisture conditioning procedure that permits dissipation of moisture gradients is prescribed for cores. ASTM C42 permits the specifier of tests to modify the default duration of moisture conditioning before testing.

The specifier of the tests, however, must be aware of the potential reduction in strength if cores are tested before moisture gradients are allowed to dissipate.

R26.12.6.1(d) ينتج عن استخدام نتائج القطعة (المبردة بالماء) في النواة مع تدرج رطوبي بين السطح الخارجي والداخلي. يقلل هذا التدرج من مقاومة الضغط الظاهرية للنواة (Bartlett and MacGregor 1994). توفر متطلبات ما لا يقل عن 48 ساعة بين وقت الفحص والاختبار وقتاً أقل لتخفيض تدرج الرطوبة. يقصد بالحد الأقصى للوقت بين الفحص والاختبار لضمان اختبار النوى في الوقت المناسب إذا كانت مقاومة الخرسانة محل شك. كما أظهرت الأبحاث (Bartlett and MacGregor 1994) أن إجراءات تكييف الرطوبة الأخرى ، مثل النقع أو تجفيف الهواء ، تؤثر على مقاومة النواة المقاسة وتؤدي إلى ظروف لا تمثل الخرسانة في الموقع. لذلك ، من أجل توفير ظروف الرطوبة القابلة للاستنساخ التي تمثل الظروف في الموقع ، يتم وصف الإجراءات القياسي لتكييف الرطوبة الذي يسمح بتحديد تدرجات الرطوبة. تسمح المواصفة ASTM C42 لمعيار الاختبارات بتعديل المدة الافتراضية لتكييف الرطوبة قبل الاختبار. ومع ذلك ، يجب أن يكون محدد الاختبارات على دراية بالانخفاض المحتمل في المقاومة إذا تم اختبار النوى قبل السماح بتدرج تدرجات الرطوبة.

(e) Concrete in an area represented by core tests shall be considered structurally adequate if (1) and (2) are satisfied: (1) The average of three cores is equal to at least 85 percent of  $f_c'$ . (2) No single core is less than 75 percent of  $f_c'$ .

(هـ) يجب اعتبار الخرسانة في منطقة ممثلة باختبارات النواة ملائمة من الناحية الإنشائية إذا تم استيفاء (1) و (2):  
(1) يكون متوسط ثلاث نوى مساوياً لـ 85٪ على الأقل من  $f_c'$ .  
(2) لا يوجد نواة مفردة أقل من 75 بالمائة من  $f_c'$ .

(f) Additional testing of cores extracted from locations represented by erratic core strength results shall be permitted.

(و) يُسمح بإجراء اختبارات إضافية على النوى المستخرجة من مواقع ممثلة بنتائج شاذة لمقاومة النواة.

R26.12.6.1(e) An average core strength of 85 percent of the specified strength is realistic (Bloem 1968). It is not realistic, however, to expect the average core strength to be equal to  $f_c'$ , because of differences in the size of specimens, conditions of obtaining specimens, degree of consolidation, and curing conditions. The acceptance criteria for core strengths have been established with consideration that cores for investigating low strength test results will typically be extracted at an age later than specified for  $f_c'$ . For the purpose of satisfying 26.12.6.1(d), this Code does not intend that core strengths be adjusted for the age of the cores.

R26.12.6.1(e) يعتبر متوسط مقاومة النواة البالغ 85 في المائة من المقاومة المحددة واقعياً (Bloem 1968). غير أنه من غير الواقعي توقع أن يكون متوسط مقاومة النواة مساوياً لـ  $f_c'$  ، بسبب الاختلافات في حجم العينات وظروف الحصول على العينات ودرجة التصلب وظروف المعالجة. تم تحديد معايير القبول لمقاومة النواة مع الأخذ بعين الاعتبار أن النوى الخاصة بالتحقيق في نتائج اختبار المقاومة المنخفضة عادة ما يتم استخراجها في عمر متأخر عن المحدد لـ  $f_c'$  لغرض تلبية 26.12.6.1 (d) ، لا يقصد هذا الكود تعديل مقاومة النواة بالنسبة لعمر النوى.

(g) If criteria for evaluating structural adequacy based on core strength results are not met, and if the structural adequacy remains in doubt, the responsible authority shall be permitted to order a strength evaluation in accordance with Chapter 27 for the questionable portion of the structure or take other appropriate action.

(ز) إذا لم يتم استيفاء معايير تقييم الكفاية الإنشائية بناءً على نتائج مقاومة النواة، وإذا ظلت الكفاية الإنشائية موضع شك، فيسمح للسلطة المسؤولة بطلب تقييم المقاومة وفقاً للفصل 27 للجزء المشكوك فيه من المنشأ أو اتخاذ إجراء مناسب آخر.

#### 26.12.7 Acceptance of steel fiber-reinforced concrete

##### 26.12.7 قبول الخرسانة المسلحة بالألياف المعدنية

###### 26.12.7.1 Compliance requirements:

(a) Steel fiber-reinforced concrete used for shear resistance shall satisfy (1) through (3):

(1) The compressive strength acceptance criteria for standard cured specimens

(2) The residual strength obtained from flexural testing in accordance with ASTM C1609 at a midspan deflection of 1/300 of the span length is at least the greater of (i) and (ii):

(i) 90 percent of the measured first-peak strength obtained from a flexural test and

(ii) 90 percent of the strength corresponding to  $0.62\sqrt{f_c}$  (3) The residual strength obtained from flexural testing in accordance with ASTM C1609 at a midspan deflection of 1/150 of the span length is at least the greater of (i) and (ii):

(i) 75 percent of the measured first-peak strength obtained from a flexural test and

(ii) 75 percent of the strength corresponding to  $0.62\sqrt{f_c}$

###### 26.12.7.1 متطلبات الامتثال:

(أ) يجب أن تلبى الخرسانة المسلحة المصنوعة من الألياف المعدنية المستخدمة في مقاومة القص (1) إلى (3):

(1) معايير قبول مقاومة الضغط لعينات معالجة قياسية

(2) تكون المقاومة المتبقية التي تم الحصول عليها من اختبار الانحناء طبقاً لـ ASTM C1609 عند تشوهه في وسط البحر قدره 300/1 من طول البحر على الأقل أكبر من (i) و: (ii)

(i) 90 في المئة من مقاومة الذروة الأولى المقاسة التي تم الحصول عليها من اختبار الانثناء و

(ii) 90 في المئة من المقاومة المقابلة لـ  $0.62\sqrt{f_c}$

(3) تكون المقاومة المتبقية الناتجة من اختبار الانحناء طبقاً لـ ASTM C1609 عند تشوهه في وسط البحر قدره 150/1 من طول البحر على الأقل أكبر من (i) و: (ii)

(i) 75 في المئة من مقاومة الذروة الأولى المقاسة التي تم الحصول عليها من اختبار الانحناء و

(ii) 75 في المئة من المقاومة المقابلة لـ  $0.62\sqrt{f_c}$

#### R26.12.7 Acceptance of steel fiber-reinforced concrete

##### R26.12.7 قبول الخرسانة المسلحة بالألياف المعدنية

R26.12.7.1 The performance criteria for the ASTM C1609M tests are based on results from flexural tests (Chen et al. 1995) conducted on steel fiber-reinforced concretes with fiber types and contents similar to those used in the tests of beams that served as the basis for 9.6.3.1. The term "residual strength" is defined in ASTM C1609 and is related to the ability of cracked fiber-reinforced concrete to resist tension. The strength of  $0.62\sqrt{f_c}$  is consistent with the design modulus of rupture of the concrete provided by Eq. (19.2.3.1).

R26.12.7.1 تستند معايير الأداء لاختبارات ASTM C1609M على نتائج اختبارات الانحناء (Chen et al. 1995) التي أجريت على خرسانة مسلحة بألياف معدنية مع أنواع الألياف ومحتويات مشابهة لتلك المستخدمة في اختبارات الكمرات المستخدمة كأساس لـ 9.6.3.1. يتم تعريف المصطلح "المقاومة المتبقية" في ASTM C1609 ويرتبط بقدرة تشقق الخرسانة المسلحة بالألياف على مقاومة الشد. تتوافق مقاومة  $0.62\sqrt{f_c}$  مع معامل التمزق التصميمي للخرسانة المقدمة بواسطة المعادلة (19.2.3.1).

## 26.13—Inspection

## R26.13—Inspection

26.13-الأشراف

R26.13-الأشراف

## 26.13.1 General

## 26.13.1 عام

**R26.13.1** General—The quality of concrete structures depends largely on workmanship in construction. The best materials and design practices will not be effective unless construction is performed well. Inspection is necessary to verify that construction is in accordance with construction documents. Proper performance of the structure depends on construction that accurately represents the design and meets Code requirements

Some general building codes have incorporated inspection requirements based upon established procedures such as PCI Plant Certification.

**R26.13.1** عام - تعتمد جودة المنشآت الخرسانية إلى حد كبير على طريقة التنفيذ في البناء. لن تكون أفضل المواد وتطبيقات التصميم فعالة ما لم يتم تنفيذ البناء بشكل جيد. الأشراف ضروري للتحقق من أن البناء يتم وفقاً لوثائق البناء. يعتمد الأداء السليم للمنشأ على البناء الذي يمثل التصميم بدقة ويلبي متطلبات الكود أدرجت بعض كودات البناء العامة متطلبات الأشراف بناءً على الإجراءات المعمول بها مثل شهادة المصنع PCI.

**26.13.1.1** Concrete construction shall be inspected as required by the general building code, and as a minimum, the inspection shall comply with the requirements provided in 26.13. In the absence of a general building code, concrete construction shall be inspected in accordance with the provisions of this Code.

**26.13.1.1** يجب فحص البناء الخرساني كما هو مطلوب في كود البناء العام ، وكحد أدنى ، يجب أن يتوافق الفحص مع المتطلبات المنصوص عليها في 26.13. في حالة عدم وجود كود البناء العام، يتم الفحص على البناء الخرساني وفقاً لأحكام هذا الكود.

**R26.13.1.1** By inspection, this Code does not intend that the inspector should supervise the construction. Rather, it means the inspector should visit the project as necessary to observe the various stages of Work and determine that it is being performed in conformance with the construction documents. The frequency of inspections should follow 26.13.3 for items requiring continuous or periodic inspection. Inspection does not relieve the contractor from the obligation to follow the construction documents and to provide the designated quality and quantity of materials and workmanship for all stages of the Work. This Code prescribes minimum requirements for inspection of all structures within its scope. This Code is not a construction specification and any user of this Code may require higher standards of inspection than cited in the general building code or this Code if additional requirements are necessary. **ACI 311.4R** describes the recommended procedure for organizing and conducting concrete inspection and serves as a guide to owners, architects, and engineers. **ACI SP-2** describes methods of inspecting concrete construction that are generally accepted as good practice and serves as a guide in matters not covered by construction documents.

**R26.13.1.1** عن طريق الأشراف ، لا يقصد هذا الكود أن المشرف يجب أن يشرف على البناء. بل يعني ذلك أن على المشرف زيارة المشروع عند الضرورة لمراقبة مراحل العمل المختلفة وتحديد أنه يتم تنفيذه بما يتوافق مع وثائق البناء. يجب أن يتبع تكرار عمليات الأشراف 26.13.3 للأصناف التي تتطلب أشرافاً مستمرًا أو دوريًا. الأشراف لا يعفي المقاول من الالتزام باتباع وثائق البناء وتوفير النوعية والكمية المحددة من المواد والتصنيع لجميع مراحل العمل. يصف هذا الكود الحد الأدنى من المتطلبات لفحص جميع المنشآت داخل نطاقه. هذا الكود ليس من مواصفات البناء ويمكن لأي مستخدم لهذا الكود أن يطلب معايير فحص أعلى مما هو مذكور في كود البناء العام أو هذا الكود إذا كانت هناك متطلبات إضافية ضرورية. يصف **ACI 311.4R** الإجراءات الموصى به لتنظيم وإجراء الفحص الخرساني وهو بمثابة دليل للمالكين والمهندسين المعماريين والمهندسين الأنشائيين. يصف **ACI SP-2** طرق فحص البناء الخرساني المقبول عمومًا كتطبيق جيد ويعمل كدليل في الأمور التي لا تغطيها وثائق البناء.



**26.13.1.2** Inspection of concrete construction shall be conducted by the licensed design professional responsible for the design, a person under the supervision of the licensed design professional, or a qualified inspector. The inspection shall verify conformance with construction documents throughout the various Work stages. If an inspector conducts inspection of formwork, concrete placement, reinforcement, and embedments, the inspector shall be certified.

**26.13.1.2** يجب إجراء فحص البناء الخرساني من قبل محترف التصميم المرخص المسؤول عن التصميم أو شخص تحت إشراف محترف التصميم المرخص أو مشرف مؤهل. يجب أن يتأكد المشرف من مطابقتها لوثائق البناء طوال مراحل العمل المختلفة. إذا قام المشرف بفحص القوالب ، ووضع الخرسانة ، والتسليح ، والغرز ، يجب أن يكون المشرف معتمداً.

**R26.13.1.2** The licensed design professional responsible for the design is in the best position to determine if construction is in conformance with construction documents. However, if the licensed design professional responsible for the design is not retained, inspection of construction through other licensed design professionals or through separate inspection organizations with demonstrated capability for performing the inspection may be used. Inspectors should establish their qualifications by becoming certified to inspect and record the results of concrete construction, including pre-placement, placement, and post-placement operations through the ACI Inspector Certification Program: Concrete Construction Special Inspector, or equivalent. When inspection is conducted independently of the licensed design professional responsible for the design, it is recommended that the licensed design professional responsible for the design oversee inspection and observe the Work to verify that the design requirements are properly executed. In some jurisdictions, legislation has established registration or licensing procedures for persons performing certain inspection functions. The general building code should be reviewed or the building official should be consulted to ascertain if any such requirements exist within a specific jurisdiction. Inspection reports should be distributed promptly to the owner, licensed design professional responsible for the design, contractor, appropriate subcontractors, appropriate suppliers, and the building official to allow timely identification of compliance or the need for corrective action. Inspection responsibility and the degree of inspection required should be set forth in the contracts between the owner, architect, engineer, contractor, and inspector. Adequate resources should be provided to properly perform and oversee the inspection.

**R26.13.1.2** يكون محترف التصميم المرخص المسؤول عن التصميم في أفضل وضع لتحديد ما إذا كان البناء يتوافق مع مستندات التشييد. ومع ذلك، إذا لم يتم الاحتفاظ بمحترف التصميم المرخص المسؤول عن التصميم، فيمكن استخدام فحص البناء من خلال محترفي التصميم المرخص الآخرين أو من خلال منظمات أشرفية منفصلة مع قدرة واضحة على إجراء الأشراف. ينبغي للمشرفين أن يحددوا مؤهلاتهم بأن يصبحوا معتمدين لفحص وتسجيل نتائج البناء الخرساني، بما في ذلك عمليات الوضع المسبق والحالي والوضع اللاحق من خلال برنامج ACI شهادة المشرف الخاص بالبناء الخرساني، أو ما يعادله. عندما يتم إجراء الفحص بشكل مستقل عن محترف التصميم المرخص المسؤول عن التصميم، يوصى بأن يقوم مسؤول التصميم المرخص المسؤول عن التصميم بمراقبة الفحص ومراقبة العمل للتحقق من تنفيذ متطلبات التصميم بشكل صحيح. في بعض الولايات القضائية، وضع التشريع إجراءات للتسجيل أو الترخيص للأشخاص الذين يؤدون مهام تفتيش معينة. يجب مراجعة قانون البناء العام أو الرجوع إلى مسؤول البناء للتأكد مما إذا كانت هذه المتطلبات موجودة ضمن اختصاص قضائي معين. يجب توزيع تقارير الفحص على الفور إلى المالك، ومحترفي التصميم المرخص المسؤول عن التصميم، والمقاول، والمقاولين من الباطن المناسبين، والموردين المناسبين، ومسؤول البناء للسماح بتحديد الالتزام في الوقت المناسب أو الحاجة إلى إجراء تصحيحي. يجب تحديد مسؤولية المشرف ودرجة الأشراف المطلوبة في العقود بين المالك والمهندس المعماري والمهندس الإنشائي والمقاول والمشرف. ينبغي توفير الموارد الكافية لأداء الفحص والإشراف عليه بشكل صحيح.



## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**26.13.1.3** Inspection of concrete placement and reinforcement for special moment frames, boundary elements of special structural walls, coupling beams, and precast concrete diaphragms assigned to SDC C, D, E, or F using moderate or high-deformability connections, shall be performed under the supervision of the licensed design professional responsible for the design, by a person under the supervision of a licensed design professional with demonstrated capability to supervise inspection of these elements or by a certified inspector. Installation tolerances of precast concrete diaphragm connections shall be inspected for compliance with **ACI 550.5M**.

**26.13.1.3** يجب إجراء فحص لموضع الخرسانة والتسليح لإطارات العزم الخاصة والعناصر الحدودية للجدران الإنشائية الخاصة وكمرات الازدواج والأغشية الخرسانية مسبقة الصب المخصصة لـ SDC C أو D أو E أو F باستخدام وصلات متوسطة أو عالية التشوه. تحت إشراف محترف التصميم المرخص المسؤول عن التصميم، من قبل شخص تحت إشراف محترف التصميم المرخص القدرة الواضحة على الإشراف على فحص هذه العناصر أو بواسطة مشرف معتمد. يجب فحص التفاوتات في تركيب وصلات الغشاء الخرساني مسبقة الصب للتأكد من توافقها مع **ACI 550.5M**.

**26.13.1.4** Inspection of reinforcement welding shall be performed by a qualified welding inspector in accordance with AWS D1.4. The weldability of reinforcement other than **ASTM A706** shall be confirmed by documentation in accordance with 26.6.4.

**26.13.1.4** يجب إجراء فحص للحام التسليح بواسطة مشرف لحام مؤهل وفقاً لـ AWS D1.4. يتم التأكد من قابلية اللحام للتسليح بخلاف المواصفة **ASTM A706** بالوثائق وفقاً لـ 26.6.4.

**R26.13.1.3** The purpose of this requirement is to verify that the detailing required in special moment frames and special structural walls is properly executed through inspection by personnel who are certified to inspect these elements. Certification of inspectors should be acceptable to the jurisdiction enforcing the general building code and as described in R26.13.1.2. Continuous construction inspection is needed for completion of connections for precast concrete diaphragms designed in accordance with **18.12.1.1** to verify the tolerances specified in **ACI 550.5M** are met.

**R26.13.1.3** الغرض من هذا الشرط هو التحقق من أن التفاصيل المطلوبة في إطارات العزم الخاصة والجدران الإنشائية الخاصة يتم تنفيذها بشكل صحيح من خلال الإشراف من قبل الموظفين المعتمدين لفحص هذه العناصر. يجب أن يكون اعتماد المشرفين مقبولاً لدى السلطة القضائية التي تطبق كود البناء العام وكما هو موصوف في **R26.13.1.2**. هناك حاجة للإشراف المستمر للبناء لإكمال التوصيلات لأغشية الخرسانة مسبقة الصب المصممة وفقاً لـ **18.12.1.1** للتحقق من استيفاء التفاوتات المحددة في **ACI 550.5M**.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**26.13.1.5** Inspection of the installation of post-installed expansion (torque-controlled and displacement-controlled), screw, and undercut anchors shall be performed by a certified inspector or a qualified inspector specifically approved for that purpose by the Licensed Design Professional and the building official.

**26.13.1.5** يجب إجراء فحص تثبيت مسامير التوسعة لاحقة التثبيت (التي يتم التحكم فيها بعزم الدوران والتحكم في الإزاحة) والمسامير الحلزونية والارتدادية من قبل مشرف معتمد أو مشرف مؤهل معتمد خصيصاً لهذا الغرض من قبل محترف التصميم المرخص و مسؤول بناء.

**26.13.1.6** The installation inspection of all adhesive anchors shall be performed by a certified inspector.

**26.13.1.6** يتم إجراء فحص التثبيت لجميع المسامير اللاصقة بواسطة مشرف معتمد.

**R26.13.1.5** The International Building Code (IBC 2018) requires inspection of all post-installed anchors. For post installed expansion (torque-controlled and displacement controlled), screw, and undercut anchors, monitoring of installation by a certified inspector is recommended to ensure required installation procedures are followed. Certification is established through an independent assessment such as the ACI Post-Installed Concrete Anchor Installation Inspector program (ACI CPP 681.2-19), or similar program with equivalent requirements.

**R26.13.1.5** يتطلب كود البناء الدولي (IBC 2018) فحص جميع المسامير لاحقة التثبيت. للمسامير التوسعة لاحقة التثبيت (يتم التحكم في عزم الدوران والتحكم في الإزاحة) ، والمسامير الحلزونية والارتدادية، يتم مراقبة التثبيت بواسطة مشرف معتمد لضمان اتباع إجراءات التثبيت المطلوبة. يتم إنشاء الشهادة من خلال تقييم مستقل مثل برنامج مشرف تثبيت مسامير لاحقة التثبيت في الخرسانة (ACI CPP 681.2-19)، أو برنامج مماثل بمتطلبات مكافئة.

**R26.13.1.6** The installation of all adhesive anchors requires inspection by a certified inspector. Certification is established through an independent assessment such as the ACI Adhesive Anchor Installation Inspector program (ACI CPP 681.1-17), or similar program with equivalent requirements. The installation of adhesive anchors identified in the construction documents as resisting sustained tensile loads in horizontal or upwardly inclined orientations (clockwise from 9 o'clock to 3 o'clock) poses challenges to the installer and requires particular attention to execution quality as well as an enhanced level of oversight. It is required that these anchor installations be inspected by a certified inspector who is continuously present when and where the installations are being performed.

**R26.13.1.6** يتطلب تثبيت جميع المسامير اللاصقة الفحص من قبل مشرف معتمد. يتم إنشاء الشهادة من خلال تقييم مستقل مثل برنامج مشرف تثبيت المسامير (ACI CPP 681.1-17) ، أو برنامج مماثل بمتطلبات مكافئة. إن تثبيت المسامير اللاصقة المحددة في وثائق البناء بأنها تقاوم أحمال الشد المستمرة في الاتجاهات الأفقية أو المائلة صعوداً (في اتجاه عقارب الساعة من الساعة 9 إلى الساعة 3) يطرح تحديات على المثبت ويتطلب اهتماماً خاصاً بجودة التنفيذ بالإضافة إلى تعزيز مستوى الرقابة. مطلوب أن يتم فحص هذه التركيبات من قبل مشرف معتمد يكون موجوداً بشكل مستمر عندما وأين يتم تنفيذ التركيبات.

## 26.13.2 Inspection reports

### 26.13.2 تقارير الفحص

**26.13.2.1** Inspection reports shall document inspected items and be developed throughout each construction Work stage by the licensed design professional, person under the supervision of a licensed design professional, or qualified inspector. Records of the inspection shall be preserved by the party performing the inspection for at least 2 years after completion of the project.

**26.13.2.1** يجب أن تقوم تقارير الفحص بتوثيق البنود التي يتم فحصها وتطويرها في كل مرحلة من مراحل الإنشاء. مرحلة العمل من قبل محترف التصميم المرخص، أو شخص تحت إشراف محترف التصميم المرخص، أو مشرف مؤهل. يتم حفظ سجلات الفحص من قبل الطرف الذي يقوم بالفحص لمدة لا تقل عن سنتين بعد الانتهاء من المشروع.

26.13.2.2 Inspection reports shall document (a) through (d):

- (a) General progress of the Work.
- (b) Any significant construction loadings on completed floors, members, or walls.
- (c) The date and time of mixing, quantity, proportions of materials used, approximate placement location in the structure, and results of tests for fresh and hardened concrete properties for all concrete mixtures used in the Work.

**26.13.2.2** يجب أن تقوم تقارير الفحص بتوثيق (أ) إلى (د):  
(أ) التقدم العام للعمل.

- (ب) أي أحمال بناء كبيرة على الأرضيات المكتملة، والعناصر، أو الجدران.
- (ج) تاريخ ووقت الخلط والكمية ونسب المواد المستخدمة وموقع الوضع التقريبي في المنشأ ونتائج الاختبارات لخصائص الخرسانة الطرية والمتصلبة لجميع الخلطات الخرسانية المستخدمة في العمل.

**(d)** Concrete temperatures and protection given to concrete during placement and curing when the ambient temperature falls below 4°C or rises above 35°C.

**(د)** درجات حرارة الخرسانة والحماية الممنوحة للخرسانة أثناء الوضع والمعالجة عندما تنخفض درجة الحرارة المحيطة إلى أقل من 4 درجات مئوية أو ترتفع فوق 35 درجة مئوية.

(e) Placement of reinforcement and tensioning of prestressing reinforcement including measurement and recording of tendon elongation and force from a calibrated gauge.

**(هـ)** وضع التسليح والشد للتسليح مسبق الإجهاد بما في ذلك قياس وتسجيل استطالة الكابل والقوة من مقياس معاير.

## R26.13.2 Inspection reports

### R26.13.2 تقارير الفحص

**R26.13.2.1** A record of inspection is required in case questions subsequently arise concerning the performance or safety of the structure or members. Photographs documenting construction progress are also desirable. The general building code or other legal requirements may require a longer than 2 years after completion of the project.

**R26.13.2.1** مطلوب سجل للفحص في حالة طرح أسئلة فيما يتعلق بأداء أو سلامة المنشأ أو العناصر. الصور الفوتوغرافية التي توثق تقدم البناء هي أيضا مرغوبة. قد يتطلب كود البناء العام أو المتطلبات القانونية الأخرى أكثر من عامين بعد الانتهاء من المشروع.

**R26.13.2.2(d)** The term “ambient temperature” means the temperature of the environment to which the concrete is directly exposed. Concrete temperature as used in this section may be taken as the surface temperature of the concrete. Surface temperatures may be determined by placing temperature sensors in contact with concrete surfaces or between concrete surfaces and covers used for curing, such as insulation blankets or plastic sheeting.

**R26.13.2.2(d)** يعني مصطلح "درجة الحرارة المحيطة" درجة حرارة البيئة التي تتعرض لها الخرسانة مباشرة. يمكن اعتبار درجة حرارة الخرسانة المستخدمة في هذا القسم بمثابة درجة حرارة سطح الخرسانة. يمكن تحديد درجات الحرارة السطحية عن طريق وضع أجهزة استشعار درجة الحرارة في اتصال مع أسطح الخرسانة أو بين الأسطح الخرسانية والأغطية المستخدمة في المعالجة، مثل البطانيات العازلة أو الأغطية البلاستيكية.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**26.13.2.3** For ASTM A615 deformed reinforcement used in special seismic systems, verify mill test reports for compliance with the construction documents.

**26.13.2.3** بالنسبة للتسليح المحلزن ASTM A615 المستخدم في أنظمة الزلازل الخاصة ، تحقق من تقارير اختبار التأكد من مطابقتها لوثائق البناء.

**26.13.2.4** Test reports shall be verified to confirm weldability of reinforcement other than **ASTM A706**, if weldability is required.

**26.13.2.4** يجب التحقق من تقارير الاختبار للتأكد من قابلية اللحام للتسليح بخلاف المواصفة ASTM A706 ، إذا كانت قابلية اللحام مطلوبة.

**26.13.2.5** For post-installed expansion (torque-controlled and displacement-controlled), screw, and undercut anchors and adhesive anchors, materials, and installation procedures shall be verified for conformance with the approved construction documents and the manufacturer's recommended procedures, which are the Manufacturer's Printed Installation Instructions (MPII) in the case of adhesive anchors. Confirm procedures and results of proof loading where required in accordance with 26.7.1(k).

**26.13.2.5** بالنسبة للمسامير التوسعة لاحقة التثبيت (التحكم في عزم الدوران والتحكم في الإزاحة) ، يجب التحقق من المسامير الحلزونية والارتدادية واللصقة والمواد وإجراءات التثبيت للتوافق مع وثائق البناء المعتمدة والإجراءات الموصى بها من قبل الشركة المصنعة ، والتي هي تعليمات الشركة المصنعة للتركيب المطبوعة (MPII) في حالة المسامير اللصقة. تأكد إجراءات ونتائج أثبات التحميل عند الحاجة للتطبيق وفقاً لـ 26.7.1 (ك).

**R26.13.2.3** If **ASTM A615** reinforcement is used for special seismic applications, it is important that the inspector review the mill certificates for compliance with the applicable requirements provided in the construction documents.

**R26.13.2.3** إذا تم استخدام التسليح ASTM A615 لتطبيقات أنظمة الزلازل الخاصة ، فمن المهم أن يراجع المشرف شهادات التأكد من مطابقتها للمتطلبات المعمول بها في وثائق البناء.

### 26.13.3 Items requiring inspection

#### 26.13.3 البنود التي تتطلب الفحص

**26.13.3.1** Unless otherwise specified in the general building code, items requiring verification and inspection shall be continuously or periodically inspected in accordance with 26.13.3.2 and 26.13.3.3.

**26.13.3.1** ما لم ينص على خلاف ذلك في كود البناء العام ، يجب فحص البنود التي تتطلب التحقق والفحص بشكل مستمر أو دوري وفقاً لـ 26.13.3.2 و 26.13.3.3.

**26.13.3.2** Items requiring verification and continuous inspection shall include (a) through (e):

- (a) Prior to placement, concrete mixture for intended location.
- (b) Tensioning of prestressing reinforcement and grouting of bonded tendons.
- (c) Placement of reinforcement for special moment frames, boundary elements of special structural walls, and coupling beams.
- (d) Welding of reinforcement for special moment frames, boundary elements of special structural walls, and coupling beams.
- (e) Post-installed anchor installation, if required as a condition of the anchor assessment or if adhesive anchors are installed in horizontal or upwardly inclined orientations to resist sustained tensile loads.

**26.13.3.2** تشمل البنود التي تتطلب التحقق والفحص المستمر (أ) من خلال (هـ):  
(أ) قبل الوضع، وضع الخلطة الخرسانية للموقع المقصود.  
(ب) الشد للتسليح مسبق الاجهاد والكابلات المترابطة واللاصقة.  
(ج) وضع التسليح لإطارات العزوم الخاصة، والعناصر الحدودية للجدران الانشائية الخاصة، وكمرات الازدواج.  
(د) لحام التسليح لإطارات العزوم الخاصة، والعناصر الحدودية للجدران الانشائية الخاصة، وكمرات الازدواج.  
(هـ) تثبيت مسمار لاحق التثبيت، إذا لزم الأمر كشرط لتقييم المسمار أو إذا تم تثبيت مسمار لاصق في اتجاهات أفقية أو مائلة إلى الأعلى لمقاومة أحمال الشد المستمرة.

**26.13.3.3** Items requiring periodic inspection shall include (a) through (g):

- (a) Placement of reinforcement, embedments, and posttensioning tendons.
- (b) Welding of reinforcement except as required in 26.13.3.2(d).
- (c) Curing method and duration of curing for each member.
- (d) Construction and removal of forms and reshoring.

**26.13.3.3** يجب أن تشمل البنود التي تتطلب فحصاً دورياً على (أ) خلال (ج):  
(أ) وضع التسليح والغرز وكابلات لاحقة الشد.  
(ب) التلحيم للتسليح باستثناء ما هو مطلوب في 26.13.3.2(d).  
(ج) طريقة المعالجة ومدة المعالجة لكل عنصر.  
(د) بناء وإزالة القوالب وإعادة تركيبها.

### R26.13.3 Items requiring inspection

#### R26.13.3 البنود التي تتطلب الفحص

**R26.13.3.1** Table 1705 in Chapter 17 of the 2012 IBC was used to determine which items of Work require continuous or periodic inspection.

**R26.13.3.1** استُخدم الجدول 1705 في الفصل 17 من IBC 2012 لتحديد أي بنود من العمل تتطلب فحصاً مستمراً أو دورياً.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

(e) Sequence of erection and connection of precast members.

(د) تسلسل التركيب وتوصيل العناصر مسبقة الصب.

(f) Verification of in-place concrete strength before stressing post-tensioned reinforcement and before removal of shores and formwork from beams and structural slabs.

(و) التحقق من مقاومة الخرسانة في الموقع قبل أجهاد التسليح لاحق الشد وقبل إزالة الدعامات والقوالب من الكمرات والبلاطات الانشائية.

(g) Placement of cast-in-anchors and anchor reinforcement, including tolerances required for location of anchor reinforcement.

(ز) وضع المسامير المصبوبة وتسليح المسمار، بما في ذلك التفاوتات المطلوبة لموقع تسليح المسمار.

(h) Installation of post-installed expansion (torque controlled and displacement-controlled) screw, and undercut anchors.

(ح) تثبيت مسامير التوسعة لاحقة التثبيت (التحكم في عزم الدوران والتحكم في الازاحة والسيطرة عليه) والمسامير الحلزونية والارتدادية.

(i) Installation of adhesive anchors, except as required in 26.13.3.2(e).

'1' تثبيت مسمار لاصق، باستثناء ما هو مطلوب في 26.13.3.2 (هـ).

(j) Proof loading of anchors if required in accordance with 26.13.2.5.

(ي) إثبات تحميل المسامير إذا لزم الأمر وفقاً لـ 26.13.2.5.

**R26.13.3.3(e)** Some jurisdictions may require continuous inspection of sequence of erection and connection of precast members, and also may require inspection of the shoring, bracing, or other temporary measures.

**R26.13.3.3(e)** قد تتطلب بعض الولايات القضائية إجراء فحص مستمر على تسلسل التركيب وتوصيل العناصر مسبقة الصب ، وقد تتطلب أيضاً فحص الدعامات أو أي قياسات مؤقتة أخرى.

**R26.13.3.3(i)** Inspection requirements for adhesive anchors are different from other post-installed anchors and are derived from four sources: a) the general building code, which requires periodic inspection for anchors in concrete; b) the assessment and qualification of the anchor under the provisions of **ACI 355.4M**, which may require either periodic inspection or continuous inspection with proof loading depending on the strength reduction factors assigned to the anchor; c) the requirements of 26.13.3.2(e), which mandate continuous inspection for anchors in a horizontal or upwardly inclined orientation to resist sustained tension loads; and d) the proof loading requirement of 26.13.2.5.

**R26.13.3.3(1)** تختلف متطلبات الفحص على المسامير اللاصقة عن المسامير الأخرى لاحقة التثبيت وتستمد من أربعة مصادر:

(أ) كود البناء العام، الذي يتطلب فحصاً دورياً للمسامير في الخرسانة؛  
(ب) تقييم وتأهيل المسامير بموجب أحكام **ACI 355.4M** ، والتي قد تتطلب إما فحصاً دورياً أو فحصاً مستمراً مع إثبات التحميل اعتماداً على معاملات تخفيض المقاومة المخصصة للمسامير ؛

(ج) متطلبات 26.13.3.2

(هـ)، التي تنص على إجراء فحص مستمر للمسامير الموجهة أفقياً أو مائلاً إلى أعلى لمقاومة أحمال الشد المستمرة؛

(د) متطلبات إثبات التحميل من 26.13.2.5.



**CHAPTER 27—STRENGTH EVALUATION OF EXISTING STRUCTURES****الفصل 27 - تقييم المقاومة للمنشآت الموجودة**

27.1—Scope

المجال 27.1—

**27.1.1** Provisions of this chapter shall apply to strength evaluation of existing structures by analytical means or by load testing

**27.1.1** تسري أحكام هذا الفصل على تقييم مقاومة المنشآت القائمة بالوسائل التحليلية أو باختبار الحمولة

**27.2—General**

27.2 عام

**27.2.1** If there is doubt that a part or all of a structure meets the safety requirements of this Code and the structure is to remain in service, a strength evaluation shall be carried out as required by the licensed design professional or building official.

**27.2.1** إذا كان هناك شك في أن جزء أو كل منشأ يفي بمتطلبات السلامة لهذا الكود ، ويبقى الهيكل في الخدمة ، يجب إجراء تقييم المقاومة كما هو مطلوب من قبل محترف التصميم المرخص أو مسؤول البناء.

**27.2.2** If the effect of a strength deficiency is well understood and it is practical to measure the dimensions and determine the material properties of the members required for analysis, an analytical evaluation of strength based on this information is permitted. Required data shall be determined in accordance with 27.3.

**27.2.2** إذا كان تأثير نقص المقاومة مفهوما جيدا ومن العملي قياس الأبعاد وتحديد خصائص المواد للعناصر المطلوبة للتحليل ، يُسمح بتقييم تحليلي للمقاومة بناء على هذه المعلومات. تحدد البيانات المطلوبة وفقاً لـ 27.3.

**R27—STRENGTH EVALUATION OF EXISTING STRUCTURES****R27 - تقييم المقاومة للمنشآت الموجودة**

R27.1—Scope

المجال R27.1—

**R27.1.1** Provisions of this chapter may be used to evaluate whether a structure or a portion of a structure satisfies the safety requirements of the Code. A strength evaluation may be required if the materials are considered to be deficient in quality, if there is evidence indicating faulty construction, if a building will be used for a new function, or if, for any reason, a structure or a portion of it does not appear to satisfy the requirements of the Code. In such cases, this chapter provides guidance for investigating the safety of the structure. This chapter does not cover load testing for the approval of new design or construction methods. Acceptance of alternative materials or systems is covered in 1.10.

**R27.1.1** يمكن استخدام أحكام هذا الفصل لتقييم ما إذا كان منشأ أو جزء من المنشأ يفي بمتطلبات السلامة الخاصة بالكود. قد يتطلب تقييم المقاومة إذا كانت المواد تعتبر ناقصة في الجودة، إذا كان هناك دليل يشير إلى وجود عيوب في البناء ، إذا كان المبنى سيستخدم لوظيفة جديدة، أو إذا كان لأي منشأ، أو لأي جزء منه، لأي سبب من الأسباب. لا يبدو لتلبية متطلبات الكود. في مثل هذه الحالات، يقدم هذا الفصل إرشادات للتحقيق في سلامة المنشأ. لا يشمل هذا الفصل اختبار الحمولة للموافقة على طرق التصميم أو الإنشاء الجديدة. يتم قبول المواد أو الأنظمة البديلة في 1.10.

**R27.2—General**

R27.2 عام

**R27.2.1** If a load test is described as part of the strength evaluation process, it is desirable for all parties to agree on the region to be loaded, the magnitude of the load, the load test procedure, and acceptance criteria before any load tests are conducted. If the safety concerns are related to an assemblage of members or an entire structure, it is not feasible to load test every member and section. In such cases, it is appropriate that an investigation plan be developed to address the specific safety concerns.

**R27.2.1** إذا تم وصف اختبار الحمولة كجزء من عملية تقييم المقاومة ، فمن المستحسن أن توافق جميع الأجزاء على المنطقة ل يتم تحميلها ، ومقدار الحمل ، وإجراء اختبار الحمل ، ومعايير القبول قبل أي اختبارات الحمل. يتم. إذا كانت المخاوف المتعلقة بالسلامة تتعلق بتجميع العناصر أو منشأ كامل، فليس من المجدي اختبار الحمل لكل عنصر أو مقطع. في مثل هذه الحالات، من المناسب وضع خطة تحقيق لمعالجة مخاوف السلامة المحددة.

**R27.2.2** Strength considerations related to axial load, flexure, and combined axial load and flexure are well understood. There are reliable theories relating strength and shortterm displacement to load in terms of member dimensional and material data. To determine the strength of the structure by analysis, calculations should be based on data gathered on the actual dimensions of the structure, properties of the materials in place, and all pertinent details

**R27.2.2** تفهم جيداً اعتبارات المقاومة المتعلقة بالحمل المحوري ، والانحناء ، والحمل المحوري المركب مع الانحناء. هناك نظريات موثوقة تتعلق بالمقاومة والإزاحة قصيرة المدى بالحمل من حيث بيانات الأبعاد والمواد للعناصر. لتحديد قوة البنية عن طريق التحليل، يجب أن تستند الحسابات إلى البيانات التي تم جمعها حول الأبعاد الفعلية للهيكل، وخصائص المواد الموجودة، وجميع التفاصيل ذات الصلة.

**27.2.3** If the effect of a strength deficiency is not well understood or it is not practical to measure the dimensions and determine the material properties of the members required for analysis, a load test is required in accordance with 27.4.

**27.2.3** إذا لم يكن تأثير نقص المقاومة مفهوما جيدا أو ليس عملياً قياس الأبعاد وتحديد خواص المواد للعناصر المطلوبة للتحليل ، فإن اختبار الحمل مطلوب وفقاً لـ 27.4.

**27.2.4** If uncertainty about the strength of part or all of a structure involves deterioration, and if the observed response during the load test satisfies the acceptance criteria in 27.4.5, the structure or part of the structure is permitted to remain in service for a time period specified by the licensed design professional. If deemed necessary by the licensed design professional, periodic re evaluations shall be conducted.

**27.2.4** إذا كان عدم اليقين بشأن مقاومة جزء أو كل منشأ ينطوي على تدهور ، وإذا كانت الاستجابة المرصودة خلال اختبار الحمولة تستوفي معايير القبول في 27.4.5 ، يُسمح ببناء أو جزء من المنشأ أن يظل في الخدمة فترة زمنية يحددها محترف التصميم المرخص. إذا اعتبرت ضرورية من قبل محترف التصميم المرخص، فيجب إجراء عمليات إعادة تقييم دورية.

**27.2.5** If the structure under investigation does not satisfy conditions or criteria of 27.3, 27.5, or 27.6, the structure shall be permitted for use at a lower load rating, based on the results of the load test or analysis, and if approved by the building official.

**27.2.5** إذا كان المنشأ قيد التحقيق لا يفي بالشروط أو المعايير 27.3 أو 27.5 أو 27.6 ، يُسمح باستخدام المنشأ في تصنيف حمل أقل ، بناءً على نتائج اختبار أو تحليل الحمل ، وإذا تمت الموافقة عليه من قبل مسؤول البناء.

**R27.2.3** If the shear or bond strength of a member is critical in relation to the doubt expressed about safety, a test may be the most efficient solution to eliminate or confirm the doubt. A test may also be appropriate if it is not feasible to determine the material and dimensional properties required for analysis, even if the cause of the concern relates to flexure or axial load. Wherever possible and appropriate, the results of the load test should be supported by analysis.

**R27.2.3** إذا كان القص أو مقاومة الترابط للعنصر حرجة بالنسبة للشك الذي تم التعبير عنه بشأن السلامة ، فقد يكون الاختبار هو الحل الأكثر فعالية لإزالة أو تأكيد الشك. قد يكون الاختبار مناسباً أيضاً إذا لم يكن من الممكن تحديد خواص المادة والأبعاد المطلوبة للتحليل، حتى إذا كان سبب القلق يتعلق بالانحناء أو الحمل المحوري. وحيثما كان ذلك ممكناً ومناسباً، يجب دعم نتائج اختبار الحمل بالتحليل.

**R27.2.4** For a deteriorating structure, acceptance provided by the load test is, by necessity, limited in terms of future service life. In such cases, a periodic inspection program is useful. A program that involves physical tests and periodic inspection can justify a longer period in service. Another option for maintaining the structure in service, while the periodic inspection program continues, is to limit the live load to a level determined to be appropriate. The length of the specified time period between inspections should be based on consideration of: a) the nature of the deterioration; b) environmental and load effects; c) service history of the structure; and d) scope of the periodic inspection program. At the end of a specified time period, further strength evaluation is required if the structure is to remain in service. With the agreement of all concerned parties, procedures may be devised for periodic testing that do not necessarily conform to the loading and acceptance criteria specified within this chapter.

**R27.2.4** بالنسبة إلى المنشأ المتدهور ، يكون القبول الذي يوفره اختبار الحمولة ، بحكم الضرورة ، محدوداً من حيث العمر التشغيلي المستقبلي. في مثل هذه الحالات، يكون برنامج الفحص الدوري مفيداً. يمكن للبرنامج الذي يتضمن الاختبارات والفحص الدوري أن يبرر فترة أطول في الخدمة. وثمة خيار آخر للحفاظ على المنشأ في الخدمة، في حين يستمر برنامج الفحص الدوري، هو الحد من الحمل الحي إلى المستوى المحدد ليكون مناسباً. ينبغي أن يستند طول الفترة الزمنية المحددة بين عمليات الفحص إلى النظر في: (أ) طبيعة التدهور؛ (ب) التأثيرات البنائية والحمولة؛ (ج) عمر الخدمة للمنشأ؛ (د) نطاق برنامج الفحص الدوري. في نهاية فترة زمنية محددة، يلزم إجراء تقييم إضافي للمقاومة إذا كان المنشأ سيبقى في الخدمة. وبموافقة جميع الأطراف المعنية، يمكن وضع إجراءات للاختبارات الدورية لا تتوافق بالضرورة مع معايير التحميل والقبول المحددة في هذا الفصل.

**R27.2.5** Except for load tested members that have failed under a test (refer to 27.4.5), the building official may permit the use of a structure or member at a lower load rating that is judged to be safe and appropriate on the basis of the strength evaluation.

**R27.2.5** باستثناء العناصر المختبرة بالحمل التي فشلت في الاختبار (راجع 27.4.5) ، قد يسمح مسؤول المبنى باستخدام منشأ أو عنصر في تصنيف حمولة أقل يُعتقد أنه آمن ومناسب على أساس لتقييم المقاومة.

## 27.3—Analytical strength evaluation

### 27.3.1 Verification of as-built condition

#### 27.3 - تقييم المقاومة التحليلية 27.3.1 التحقق من الحالة المبنية

27.3.1.1 as-built Dimensions of members shall be established at critical sections.

27.3.1.1 يتم تحديد الأبعاد المبنية للعناصر في المقاطع الحرجة.

27.3.1.2 Locations and sizes of reinforcement shall be determined by measurement. It shall be permitted to base reinforcement locations on available drawings if field verified at representative locations to confirm the information on the drawings.

27.3.1.2 تحدد مواقع واحجام التسليح بالقياس. يجب أن يسمح بتثبيت مواقع التسليح على الرسومات المتوفرة إذا تم التحقق من الميدان في المواقع التمثيلية لتأكيد المعلومات على الرسومات.

27.3.1.3 If required, an estimated equivalent  $f_c'$  shall be based on analysis of results of cylinder tests from the original construction or tests of cores removed from the part of the structure or both sets of data. Original cylinder data and core test data shall be representative of the area of concern.

27.3.1.3 إذا لزم الأمر ، فيجب أن يكون  $f_c$  المكافئ التقديري مبنياً على تحليل نتائج اختبارات الأسطوانات من البناء الأصلي أو اختبارات النواة التي تمت إزالتها من جزء المنشأ حيث تكون المقاومة موضع تساؤل. أو كلتا المجموعتين من البيانات. وينبغي أن تكون بيانات الاسطوانات الأصلية وبيانات اختبار النواة ممثلة للمساحة موضع الاهتمام.

## R27.3—Analytical strength evaluation

### R27.3.1 Verification of as-built condition

#### R27.3 - تقييم المقاومة التحليلية R27.3.1 التحقق من الحالة المبنية

R27.3.1.1 As-built dimensions at critical locations requiring field verification are those dimensions necessary to quantify the performance at those sections. Critical sections for different load effects, such as moment, shear force, and axial force, are locations where stresses caused by such effects reach their maximum value and as further defined for various member types in the Code. Additionally, critical sections may be defined by specific conditions in the structure being evaluated, such as localized member deterioration.

R27.3.1.1 الأبعاد المبنية في المواقع الحرجة التي تتطلب التحقق الميداني هي الأبعاد اللازمة لقياس الأداء في تلك المقاطع. المقاطع الحرجة لتأثيرات التحميل المختلفة، مثل العزم وقوة القص والقوة المحورية، هي مواقع تصل فيها الاجهادات الناجمة عن هذه التأثيرات إلى قيمتها القصوى وكما تم تعريفها بشكل أكبر لأنواع العناصر المختلفة في الكود. بالإضافة إلى ذلك، يمكن تعريف المقاطع الحرجة بواسطة شروط محددة في المنشأ التي يتم تقييمه، مثل تدهور العناصر المحلية.

R27.3.1.2 If investigating individual members, the amount, size, arrangement, and location of reinforcement designed to resist applied load should be determined at the critical sections. Nondestructive investigation methods are generally acceptable. In structures with many critical sections, the frequency of measurements may be reduced if the field measurements are consistent.

R27.3.1.2 إذا كان التحقيق للعناصر المستقلة، يجب تحديد مقدار وحجم وترتيب وموقع التسليح المصمم لمقاومة الحمل المطبق في المقاطع الحرجة. طرق التحقيق الغير متلف مقبولة بشكل عام. وفي المنشآت التي تحتوي على العديد من المقاطع الحرجة، يمكن تخفيض تكرار القياسات إذا كانت القياسات الميدانية مناسبة.

R27.3.1.3 Guidance on estimating equivalent  $f_c'$  from original cylinder data can be found in Bartlett (2012). ACI Committee 214 has developed two methods for determining an equivalent  $f_c'$  from cores taken from an existing structure. These methods are described in ACI 214.4R and rely on statistical analysis techniques. The procedures described are only appropriate where the determination of an equivalent  $f_c'$  is necessary for the strength evaluation of an existing structure and should not be used to investigate low cylinder strength test results in new construction, which is considered in 26.12.4. The number of core tests may depend on the size of the structure and the sensitivity of structural safety to concrete strength.

R27.3.1.3 يمكن العثور على التوجيه بشأن تقدير ما يعادل  $f_c'$  من بيانات الاسطوانة الأصلية في بارتليت (2012). وقد وضعت لجنة ACI 214 طريقتين لتحديد ما يعادل  $f_c'$  من النوى المأخوذة من منشأ قائم. ويرد وصف هذه الأساليب في ACI 214.4R وتعتمد على تقنيات التحليل الإحصائي. الإجراءات الموصوفة مناسبة فقط عندما يكون تحديد ما يعادل  $f_c'$  ضروري لتقييم مقاومة منشأ قائم وينبغي عدم استخدامها للتحقيق في نتائج اختبار مقاومة اسطوانة منخفضة في البناء الجديد، الذي يعتبر في 26.12.4. قد يعتمد عدد من اختبارات النواة على حجم المنشأ وحساسية السلامة الإنشائية للمقاومة الخرسانية.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

27.3.1.4 The method for obtaining and testing cores shall be in accordance with **ASTM C42**.

27.3.1.4 يجب أن تكون طريقة الحصول على النوى واختبارها مطابقة للمواصفة **ASTM C42**.

**27.3.1.5** The properties of reinforcement are permitted to be based on tensile tests of representative samples of the material in the structure.

**27.3.1.5** يسمح باستخدام خصائص التسليح على أساس اختبارات الشد للعينات الممثلة للمادة في المنشأ.

**R27.3.1.5** The number of tests required depends on the uniformity of the material within the structure and should be determined by the licensed design professional responsible for the evaluation.

**R27.3.1.5** يعتمد عدد الاختبارات المطلوبة على انتظام المادة داخل المنشأ ويجب أن يحدده محترف التصميم المرخص المسؤول عن التقييم.

**27.3.2** Strength reduction factors

**27.3.2** معاملات تخفيض المقاومة

**R27.3.2** Strength reduction factors

**R27.3.2** معاملات تخفيض المقاومة

**27.3.2.1** If dimensions, size, and location of reinforcement, and material properties are determined in accordance with 27.3.1, it is permitted to increase  $\phi$  from the design values elsewhere in this Code; however,  $\phi$  shall not exceed the limits in Table 27.3.2.1.

**27.3.2.1** إذا تم تحديد أبعاد وحجم وموقع التسليح وخصائص المادة وفقاً لـ 27.3.1 ، فإنه يُسمح بزيادة  $\phi$  من قيم التصميم في مكان آخر من هذا الكود ؛ ومع ذلك ، يجب ألا تتجاوز  $\phi$  الحدود الواردة في الجدول 27.3.2.1.

**R27.3.2.1** The strength reduction factors are larger than those defined in **Chapter 21**. These increased values are justified by the use of field-obtained material properties and actual in-place dimensions.

**R27.3.2.1** تكون معاملات تخفيض المقاومة أكبر من تلك المحددة في الفصل 21. ويتم تبرير هذه القيم المتزايدة باستخدام خصائص المواد التي تم الحصول عليها ميدانياً والأبعاد الفعلية في الموقع.

Table 27.3.2.1—Maximum permissible strength reduction factors

الجدول 27.3.2.1 - أقصى معاملات تخفيض المقاومة المسموح بها

Strength	Classification	Transverse reinforcement	Maximum permissible $\phi$
Flexure, axial, or both	Tension controlled	All cases	1.0
	Compression controlled	Spirals <sup>[1]</sup>	0.9
		Other	0.8
Shear, torsion, or both			0.8
Bearing			0.8

[1]Spirals shall satisfy 10.7.6.3, 20.2.2, and 25.7.3.

[1] يجب أن تستوفي الحلزونات 10.7.6.3 و 20.2.2 و 25.7.3

## 27.4—Strength evaluation by load test

### 27.4 - تقييم المقاومة عن طريق اختبار الحمل

27.4.1 Load tests shall be conducted either monotonically in accordance with 27.5 or cyclically in accordance with 27.6.

27.4.1 يتم إجراء اختبارات الحمل بشكل أحادي وفقاً لـ 27.5 أو دورياً وفقاً لـ 27.6.

27.4.2 Load tests shall be conducted in a manner that provides for safety of life and the structure during the test.

27.4.2 تجرى اختبارات الحمولة بطريقة توفر سلامة عمر المنشأ أثناء الاختبار.

27.4.3 Safety measures shall not interfere with the load test or affect the results.

27.4.3 يجب ألا تتداخل قياسات السلامة مع اختبار الحمولة أو تؤثر على النتائج.

27.4.4 The portion of the structure subject to the test load shall be at least 56 days old. If the owner of the structure, the contractor, the licensed design professional, and all other involved parties agree, it shall be permitted to perform the load test at an earlier age.

27.4.4 يجب ألا يقل عمر الجزء المعرض لحمل الاختبار عن 56 يوماً. إذا وافق مالك المنشأ والمقاول ومحترف التصميم المرخص وجميع الأطراف المعنية الأخرى على إجراء اختبار الحمل في عمر مبكر.

27.4.5 A precast member to be made composite with cast-in-place concrete shall be permitted to be tested in flexure as a precast member alone in accordance with (a) and (b):

(a) Test loads shall be applied only when calculations indicate the isolated precast member will not fail by compression or buckling. (b) The test load, when applied to the precast member alone, shall induce the same total force in the tensile reinforcement as would be produced by loading the composite member with the test load in accordance with 27.4.6.

27.4.5 يسمح بإخضاع العنصر مسبق الصب الذي يتم تصنيعه بالتركيب مع الخرسانة المصبوبة في الموقع لاختباره في الانحناء كعنصر مسبق الصب بمفرده وفقاً لكل من (أ) و (ب):

(أ) لا تطبق أحمال الاختبار إلا عندما تشير العمليات الحسابية إلى أن العنصر مسبق الصب المعزول لن يفشل بالضغط أو الانبعاج.

(ب) حمل الاختبار، عندما يطبق على العنصر المصبوب في الموقع بمفرده، يجب أن ينتج نفس القوة الكلية في تسليح الشد على النحو الذي يمكن أن ينتج عن طريق تحميل العنصر المركب مع حمل الاختبار وفقاً لـ 27.4.6

## R27.4—Strength evaluation by load test

### R27.4 - تقييم المقاومة بواسطة اختبار الحمل

R27.4.1 If the strength of the structure being evaluated may be limited by the strength of concrete or the expected failure of the structure is controlled by shear or development of the reinforcement, the monotonic load test procedure is recommended. The monotonic procedure is recommended because the sustained load applied during the monotonic test allows greater time for widening and propagation of cracks, creep, and slip of reinforcement compared with the cyclic procedure.

R27.4.1 إذا كانت مقاومة المنشأ قيد التقييم قد تكون محدودة بمقاومة الخرسانة أو يتم التحكم في الانهيار المتوقع للمنشأ بواسطة قص أو تثبيت التسليح، يوصى بإجراء اختبار الحمل الأحادي. يوصى بالإجراء الأحادي لأن الحمل المستمر المطبق أثناء الاختبار الأحادي يسمح بوقت أكبر لتوسيع وانتشار الشقوق والزحف وانزلاق التسليح مقارنة بالإجراء الدوري.

R27.4.4 Other involved parties may include building officials, concrete subcontractors, and persons with a future interest in the structure.

R27.4.4 قد يشمل الأطراف المعنية الأخرى مسؤولي البناء، والمقاولين من الباطن للخرسانة، والأشخاص الذين لديهم اهتمام في المستقبل في المنشأ.



#### 27.4.6 Test load arrangement and load factors

##### 27.4.6 اختبار ترتيب الحمل ومعاملات الحمل

**27.4.6.1** Test load arrangements shall be selected to maximize the deflection, load effects, and stresses in the critical regions of the members being evaluated.

**27.4.6.1** يتم اختيار ترتيبات اختبار الحمل للتشوه الزائد وتأثيرات الأحمال والإجهادات في المناطق الحرجة للعناصر التي يتم تقييمهم.

**27.4.6.2** The total test load  $T_t$ , including dead load already in place, shall be at least the greatest of (a), (b), and (c):

**27.4.6.2** يجب أن يكون حمل الاختبار الكلي  $T_t$ ، بما في ذلك الحمولة الميتة الموجودة بالفعل ، على الأقل أكبر من (أ) و (ب) و (ج):

$$(a) T_t = 1.0D_w + 1.1D_s + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \quad (27.4.6.2a)$$

$$(b) T_t = 1.0D_w + 1.1D_s + 1.0L + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) \quad (27.4.6.2b)$$

$$(c) T_t = 1.3(D_w + D_s) \quad (27.4.6.2c)$$

**27.4.6.3** It is permitted to reduce  $L$  in 27.4.2.2 in accordance with the general building code.

**27.4.6.3** يُسمح بتخفيض  $L$  في 27.4.6.2 وفقاً لكود البناء العام.

**27.4.6.4** The load factor on the live load  $L$  in 27.4.2.2(b) shall be permitted to be reduced to 0.45 except for parking structures, areas occupied as places of public assembly, or areas where  $L$  is greater than 4.8 kN/m<sup>2</sup>.

**27.4.6.4** يُسمح بتخفيض معامل الحمل على الاحمال الحية  $L$  في 27.4.6.2 (b) إلى 0.45 باستثناء منشآت مواقف السيارات أو المناطق المشغولة كأماكن للتجميع العام أو المناطق التي تكون فيها  $L$  أكبر من 4.8 kN/m<sup>2</sup>.

#### R27.4.6 Test load arrangement and load factors

##### R27.4.6 اختبار ترتيب الحمل ومعاملات الحمل

**R27.4.6.1** It is important to apply the load at locations so the effects on the suspected deficiency are a maximum and sharing of the applied load with unloaded members is minimized. In cases where it is shown by analysis that adjoining unloaded members will help carry some of the load, the test load should be adjusted to ensure sufficient forces act on the critical region of the members being evaluated.

**R27.4.6.1** من المهم تطبيق الحمل في المواقع بحيث تكون التأثيرات المعاكسة هي الحد الأقصى ويتم تقليل تدعيم الحمل المطبق مع العناصر الغير محملة. في الحالات التي يظهر فيها التحليل أن العناصر الغير محملة المرتبطة ستساعد في حمل بعض الحمولة، يجب تعديل حمولة الاختبار لضمان عمل القوى الكافية على المنطقة الحرجة للعناصر التي يتم تقييمهم.

**R27.4.6.2** Test loads were changed in ACI 318-19 to be consistent with the requirements in **ACI 437.2M** for tests on a portion of a structure and for statically indeterminate structures. The test load separates the dead load into self weight dead load and the superimposed dead load on the structure during the load test. **ACI 437.1R** provides additional discussion of test loads for concrete structures.

**R27.4.6.2** تم تغيير أحمال الاختبار في ACI 318-19 لتكون متوافقة مع متطلبات **ACI 437.2M** للاختبارات على جزء من المنشأ والمنشآت الغير محددة أستانتيكيا. يفصل الحمل الاختباري الحمل الميت إلى حمل ذاتي الوزن الثقيل والحمل الميت المتراكب على المنشأ أثناء اختبار الحمل. يوفر **ACI 437.1R** مناقشة إضافية لأحمال الاختبار للمنشآت الخرسانية.

**R27.4.6.3** The live load  $L$  may be reduced as permitted by the general building code governing safety considerations for the structure. The test load should be increased to compensate for resistance provided by unloaded portions of the structure in question. The increase in test load is determined from analysis of the loading conditions in relation to the selected pass/fail criterion for the test.

**R27.4.6.3** يمكن تخفيض الحمل الحي  $L$  على النحو الذي يسمح به كود البناء العام الذي ينظم اعتبارات السلامة للمنشأ. ينبغي زيادة حمولة الاختبار للتعويض عن المقاومة التي توفرها الأجزاء الغير محملة من المنشأ المعني. يتم تحديد الزيادة في حمولة الاختبار من تحليل حالات التحميل فيما يتعلق بمعيار النجاح / الفشل المحدد للاختبار.



**27.4.6.5** Unless documentation or tests are available to confirm the density of normal weight concrete used in the structure, the density shall be taken as 2400 kg/m<sup>3</sup>. For other types of concrete materials, the density shall be determined based upon test results or from other documentation.

**27.4.6.5** ما لم تتوفر وثائق أو اختبارات للتأكد من كثافة الخرسانة ذات الوزن الطبيعي المستخدمة في المنشأ ، تؤخذ الكثافة على أنها 2400 كجم / م<sup>3</sup> . بالنسبة للأنواع الأخرى من المواد الخرسانية ، تحدد الكثافة بناءً على نتائج الاختبار أو من وثائق أخرى.

**R27.4.6.5** Documentation to support a different density (unit weight) may include test results showing concrete density (unit weight) during placement or measured density (unit weight) of concrete core samples. For other types of concrete materials (such as lightweight concrete), the density (unit weight) should be determined based upon concrete core test results or other documentation. The calculation of  $D_w$  may include determination of the weight of bonded concrete materials, such as a topping slab to be placed on precast members, not present during a load test.  $D_s$  may also include the weight from structural framing members.

**R27.4.6.5** الوثائق لدعم الكثافة المختلفة (وحدة الوزن) قد تتضمن نتائج اختبار تظهر كثافة الخرسانة (وحدة الوزن) أثناء وضع أو قياس الكثافة (وحدة الوزن) لعينات قلب الخرسانة. بالنسبة للأنواع الأخرى من المواد الخرسانية (مثل الخرسانة خفيفة الوزن) ، يجب تحديد الكثافة (وحدة الوزن) استناداً إلى نتائج اختبار قلب الخرسانة أو وثائق أخرى. قد يشمل حساب  $D_w$  تحديد وزن مواد الخرسانة المترابطة ، مثل بلاطة التغطية التي يتم وضعها على أعضاء مسبقة الصب ، غير موجودة أثناء اختبار الحمل. قد تشمل  $D_s$  أيضاً الوزن من عناصر الإطارات الإنشائية.

## 27.5—Monotonic load test procedure

### 27.5.1 Test load application

#### 27.5 - إجراء اختبار الحمل الأحادي 27.5.1 تطبيق حمل الاختبار

**27.5.1.1** Total test load  $T_t$  shall be applied in at least four approximately equal increments.

**27.5.1.1** حمل الاختبار الكلي يجب تطبيق  $T_t$  في أربع زيادات متساوية على الأقل.

**27.5.1.2** Uniform  $T_t$  shall be applied in a manner that ensures uniform distribution of the load transmitted to the structure or portion of the structure being tested. Arching of the test load shall be avoided.

**27.5.1.2** يجب أن يتم تطبيق  $T_t$  المنتظم بطريقة تضمن التوزيع المنتظم للحمل المنقول إلى المنشأ أو جزء من المنشأ التي يتم اختباره. يجب تجنب تقويس حمولة الاختبار.

**27.5.1.3** After the final load increment is applied,  $T_t$  shall remain on the structure for at least 24 hours unless signs of distress, as noted in 27.4.5, are observed.

**27.5.1.3** بعد تطبيق الزيادة في الحمل النهائي ، تظل  $T_t$  على المنشأ لمدة 24 ساعة على الأقل ، إلا إذا لوحظت علامات نقص الاجهاد ، كما لوحظ في 27.4.5.

**27.5.1.4** After all response measurements are recorded, the test load shall be removed as soon as practical.

**27.5.1.4** بعد تسجيل جميع قياسات الاستجابة ، يجب إزالة حمل الاختبار في أقرب وقت عملي.

## R27.5—Monotonic load test procedure

### R27.5.1 Test load application

#### R27.5 - إجراء اختبار الحمل الأحادي R27.5.1 تطبيق حمل الاختبار

**R27.5.1.1** Inspecting the area of the structure subject to test loading for signs of distress after each load increment is advisable (refer to R27.4.5.1).

**R27.5.1.1** من المستحسن فحص منطقة المنشأ المعرض لحمل الاختبار لعلامات نقص الاجهاد بعد كل زيادة في الحمل (يرجى الرجوع إلى R27.4.5.1).

**R27.5.1.2** Arching refers to the tendency for the load to be transmitted nonuniformly to the flexural member being tested. For example, if a slab is loaded by a uniform arrangement of bricks, arching of bricks in contact would result in reduction of the load on the slab near the midspan of the slab.

**R27.5.1.2** يشير التقويس إلى ميل الحمل ليتم نقله بطريقة غير منتظمة لعنصر الانحناء الذي يتم اختباره. على سبيل المثال، إذا تم تحميل البلاطة بواسطة ترتيب منتظم من الطوب، فإن تقوس الطوب الملامس يمكن أن يؤدي إلى تقليل الحمل على البلاطة بالقرب من منتصف البلاطة.

## 27.5.2 Response measurements

### 27.5.2 قياسات الاستجابة

27.5.2.1 Response measurements, such as deflection, strain, slip, and crack width, shall be made at locations where maximum response is expected. Additional measurements shall be made if required.

27.5.2.1 يتم إجراء قياسات الاستجابة ، مثل التشوه ، والانفعال ، والانزلاق ، وعرض التشقق ، في المواقع التي يتوقع فيها أقصى قدر من الاستجابة. يجب إجراء قياسات إضافية إذا لزم الأمر

27.5.2.2 The initial value for all applicable response measurements shall be obtained not more than 1 hour before applying the first load increment.

27.5.2.2 يجب الحصول على القيمة الأولية لجميع قياسات الاستجابة المطبقة على ألا تزيد عن ساعة واحدة قبل تطبيق الزيادة الأولى للحمل.

27.5.2.3 A set of response measurements shall be recorded after each load increment is applied and after  $T_t$  has been applied on the structure for at least 24 hours.

27.5.2.3 تسجل مجموعة من قياسات الاستجابة بعد تطبيق كل زيادة في الحمل وبعد تطبيق  $T_t$  على المنشأ لمدة 24 ساعة على الأقل.

27.5.2.4 A set of final response measurements shall be made 24 hours after  $T_t$  is removed.

27.5.2.4 يتم إجراء مجموعة من قياسات الاستجابة النهائية بعد 24 ساعة من إزالة  $T_t$

### 27.5.3 Acceptance criteria

#### 27.5.3 معايير القبول

**27.5.3.1** The portion of the structure tested shall show no spalling or crushing of concrete, or other evidence of failure

**27.5.3.1** يجب أن لا يظهر الجزء من المنشأ الذي تم اختباريه أي انقسام أو تكسير للخرسانة أو أي دليل آخر على الانهيار.

**27.5.3.2** Members tested shall not exhibit cracks indicating imminent shear failure.

**27.5.3.2** لا تظهر العناصر المختبرة تشققات تشير إلى انهيار قريب الحدوث للقص.

### R27.5.3 Acceptance criteria

#### R27.5.3 معايير القبول

**R27.5.3.1** Evidence of failure includes distress (cracking, spalling, or deflection) of such magnitude and extent that the observed result is obviously excessive and incompatible with the safety requirements of the structure. No simple rules have been developed for application to all types of structures and conditions. If sufficient damage has occurred so that the structure is considered to have failed that test, retesting is not permitted because it is considered that damaged members should not be put into service even at a lower load rating. Local spalling or flaking of the compressed concrete in flexural members related to casting imperfections need not indicate overall structural distress. Crack widths are good indicators of the state of the structure and should be observed to help determine whether the structural strength and behavior are satisfactory. However, accurate prediction or measurement of crack widths in structural concrete members is not likely to be achieved under field conditions. It is advisable to establish criteria before the test relative to the types of cracks anticipated; where the cracks will be measured; how they will be measured; and approximate limits or criteria to evaluate new cracks or limits for the changes in crack width.

**R27.5.3.1** تشمل الأدلة على الانهيار المزعج (التشقق أو الانقسام أو التشوة) من حيث الحجم والمقدار بحيث تكون النتيجة المرصودة زائدة بشكل واضح وغير متوافقة مع متطلبات السلامة للمنشأ. لم يتم تطوير قواعد بسيطة للتطبيق على جميع أنواع المنشآت والظروف. في حالة حدوث تلف كافٍ بحيث يعتبر المنشأ قد أنهى في هذا الاختبار، غير مسموح بإعادة الاختبار لأنه يعتبر أنه لا يجب وضع العناصر التالفة في الخدمة حتى عند تصنيف تحميل أقل. لا يتطلب الانقسام الموضعي أو تفتت الخرسانة المضغوطة في عناصر الانحناء المتعلقة بخلل الصب عدم الإشارة إلى الإزعاج الإنشائي الكلي. تعتبر عرض التشقق مؤشرات جيدة لحالة المبنى ويجب ملاحظة أنها تساعد على تحديد ما إذا كانت المقاومة والسلوك الإنشائي مرضيين. ومع ذلك، من غير المحتمل أن يتحقق التنبؤ الدقيق أو قياس عروض التشقق في عناصر الخرسانة الإنشائية في الظروف الميدانية. من المستحسن وضع معايير قبل الاختبار نسبة إلى أنواع الشقوق المتوقعة؛ حيث سيتم قياس الشقوق. كيف سيتم قياسها وحدود تقريبية أو معايير لتقييم التشققات أو الحدود الجديدة للتغيرات في عرض التشقق.

**R27.5.3.2** Forces are transmitted across a shear crack plane by aggregate interlock at the interface of the crack that is enhanced by clamping action of transverse reinforcement and by dowel action of stirrups crossing the crack. The member is assumed to be approaching imminent shear failure when crack lengths increase to approach a horizontal projected length equal to the depth of the member and concurrently widen to the extent that aggregate interlock cannot occur, and as transverse stirrups, if present, begin to yield or display loss of anchorage so as to threaten their integrity

**R27.5.3.2** تنقل القوى عبر مستوى تشقق القص بترابط الركام عند سطح التداخل للتشقق الذي يتم تسليحه من خلال عمل تثبيت محكم للتسليح العرضي وعمل الربط الخاص بالكائنات التي تعبر التشقق. يفترض أن العنصر يقترب من انهيار القص الوشيك عندما تزيد أطوال التشقق ليقترّب من طول مسقط أفقي يساوي عمق العنصر ويتسع في نفس الوقت إلى الحد الذي لا يمكن أن يحدث فيه ترابط للركام، وحيث يبدأ الكائنات العرضية، إن وجد، في الخضوع أو عرض فقدان التثبيت لتهديد سلامتها.

## CODE الكود

## COMMENTARY التعليق

**27.5.3.3** In regions of members without transverse reinforcement, structural cracks inclined to the longitudinal axis and having a horizontal projection greater than the depth of the member shall be evaluated. For variable-depth members, the depth shall be measured at the mid-length of the crack.

**27.5.3.3** في مناطق العناصر بدون تسليح عرضي ، يتم تقييم الشقوق الإنشائية المائلة إلى المحور الطولي ويكون لها عرض أفقي أكبر من عمق العنصر . بالنسبة للعناصر ذات العمق المتغير ، يجب قياس العمق عند منتصف طول التشقق.

**27.5.3.4** In regions of anchorage and lap splices of reinforcement, short inclined cracks or horizontal cracks along the line of reinforcement shall be evaluated

**27.5.3.4** في مناطق التثبيت والتوصيلات المتداخلة ، يجب تقييم التشققات القصيرة المائلة أو الشقوق الأفقية على طول خط التسليح.

**27.5.3.5** Measured deflections shall satisfy .

**27.5.3.5** يجب استيفاء التشوهات المقاسة .

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_1}{4} \quad (27.5.3.5)$$

**27.5.3.6** If the maximum deflection measured during the test,  $\Delta_1$ , does not exceed the larger of 1.3 mm or  $\ell_t/2000$ , the residual deflection requirements in 27.5.3.5 shall be permitted to be waived.

**27.5.3.6** إذا لم يتجاوز الحد الأقصى التشوه الذي تم قياسه أثناء الاختبار ،  $\Delta_1$  أكبر من 1.3 مم أو  $\ell_t / 2000$  ، فيسمح بالتنازل عن متطلبات التشوه المتبقي في 27.5.3.5.

**R27.5.3.3** Inclined cracks may lead to brittle failure of members without transverse reinforcement. Assessment of all inclined cracks is advisable where transverse reinforcement is not present.

**R27.5.3.3** قد تؤدي الشقوق المائلة إلى انهيار هش للعناصر دون تسليح عرضي . ينصح بتقييم جميع الشقوق المائلة عندما لا يكون التسليح العرضي موجوداً.

**R27.5.3.4** Cracking along the axis of the reinforcement in anchorage zones may be related to high stresses associated with the transfer of forces between the reinforcement and the concrete. These cracks may be indicators of impending brittle failure of the member if they are associated with the development of main reinforcement. It is important that their causes and consequences be evaluated.

**R27.5.3.4** قد يرتبط التشقق على طول محور التسليح في مناطق التثبيت بالاجهاد العالي المرتبط بنقل القوى بين التسليح والخرسانة . قد تكون هذه التشققات مؤشرات على انهيار هش وشيك للعنصر إذا كانت مرتبطة بتثبيت التسليح الرئيسي . من المهم تقييم أسبابها وعواقبها.

**R27.5.3.5** If the structure shows no evidence of failure, recovery of deflection after removal of the test load is used to determine whether the strength of the structure is satisfactory. In the case of a very stiff structure, however, the errors in measurements under field conditions may be of the same order as the actual deflections and recovery. To avoid penalizing a satisfactory structure in such a case, recovery measurements are waived if the maximum deflection is less than  $\ell_t/20,000h$ .

**R27.5.3.5** إذا لم يظهر المنشأ أي دليل على الانهيار ، يتم استخدام استعادة التشوه بعد إزالة حمل الاختبار لتحديد ما إذا كانت مقاومة المنشأ مرضية . غير أنه في حالة وجود منشأ صلب للغاية ، قد تكون أخطاء القياسات في الظروف الميدانية هي نفس ترتيب التشوه والاستعادة الفعلية . لتجنب تعرض المنشأ المرضي في مثل هذه الحالة ، يتم التنازل عن قياسات الاستعادة إذا كان الحد الأقصى للتشوه أقل من  $\ell_t/20,000h$ .

**R27.5.3.6** In the case of a very stiff structure, errors in measurements under field conditions may be of the same order as the actual deflections and recovery. To avoid penalizing a satisfactory structure in such a case, recovery measurements are waived if the maximum deflection does not exceed the larger of 1.3 mm or  $\ell_t/2000$ .

**R27.5.3.6** في حالة منشأ صلب للغاية ، قد تكون أخطاء القياسات في الظروف الميدانية من نفس ترتيب التشوهات والاستعادة الفعلية . لتجنب تعرض المنشأ المرضي في مثل هذه الحالة ، يتم التنازل عن قياسات الاستعادة إذا لم يتجاوز الحد الأقصى للتشوه أكبر من 1.3 مم أو  $\ell_t / 2000$ .

27.5.3.7 If 27.5.3.5 or 27.5.3.6 is not satisfied, it shall be permitted to repeat the load test, provided that the second load test begins no earlier than 72 hours after removal of externally applied loads from the first load test.

27.5.3.7 إذا لم يتم استيفاء 27.5.3.5 or 27.5.3.6 ، فيسمح بتكرار اختبار الحمل ، بشرط أن يبدأ اختبار الحمل الثاني قبل 72 ساعة من إزالة الأحمال المطبقة خارجياً من اختبار الحمل الأول.

27.5.3.8 Portions of the structure tested in the second load test shall be considered acceptable if:

27.5.3.8 تعتبر أجزاء المنشأ التي تم اختبارها في اختبار الحمل الثاني مقبولة إذا:

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_1}{5} \quad (27.5.3.8)$$

## 27.6—Cyclic load test procedure

27.6.1 A cyclic load test in accordance with ACI 437.2M shall be permitted to be used to evaluate the strength of an existing structure.

### 27.6 — إجراء اختبار الحمل الدوري

27-6-1 يُسمح باستخدام اختبار الحمل الدوري وفقاً لـ ACI 437.2M لتقييم مقاومة المنشأ القائم.

27.6.2 Acceptance criteria for cyclic load test results shall be in accordance with ACI 437.2M .

27.6.2 يجب أن تكون معايير القبول لنتائج اختبار الحمل الدوري متوافقة مع ACI 437.2M.

27.6.3 If a member fails a cyclic load test, it shall be permitted to retest the member or structure in accordance with ACI 437.2M. It shall be permitted to waive the maximum deflection limit ( $\ell_t/180$ ) in ACI 437.2M that precludes a retest.

27.6.3 إذا فشل العنصر في اختبار الحمل الدوري ، فيجب السماح بإعادة اختبار العنصر أو المنشأ وفقاً لمعيار ACI 437.2M. يُسمح بالتنازل عن الحد الأقصى للتشوه ( $\ell_t / 180$ ) في ACI 437.2M الذي يمنع إعادة الاختبار.

## R27.6—Cyclic load test procedure

R27.6.1 Cyclic load testing involves the cyclic application and removal of load to a structure or structural element. The cyclic load test protocol described in ACI 437.2M involves the application of increasing levels of load to a structure in repeated load cycles. The measured load-deformation response of the structure is used to evaluate the performance of the tested element. The acceptance criteria for the cyclic test are based upon deviation of the load deformation response from linear elastic behavior, permanency of deflections during each cycle of the load test, and recovery of deflection after completion of the load test.

### R27.6 — إجراء اختبار الحمل الدوري

R27.6.1 اختبار الحمل الدوري ينطوي على تطبيق دوري وإزالة الحمل إلى منشأ أو عنصر أنشائي. يتضمن بروتوكول اختبار الحمل الدوري الموصوف في ACI 437.2M تطبيق مستويات متزايدة من الحمل على منشأ في دورات التحميل المتكررة. يتم استخدام استجابة تشوه الحمل المقاسة للمنشأ لتقييم أداء العنصر المختبر. تستند معايير القبول للاختبار الدوري على انحراف استجابة تشوه الحمل من السلوك المرن الخطي ، واستمرار التشوهات خلال كل دورة من حمل الاختبار ، واستعادة التشوه بعد الانتهاء من اختبار الحمل.

R27.6.3 ACI 437.2M precludes a retest if the member exceeds a maximum deflection limit of  $\ell_t/180$  (Section 6.4.4.2 in ACI 437.2M-13). For consistency with the monotonic testing protocol, this limit is waived.

R27.6.3 يستبعد المعيار ACI 437.2M إعادة الاختبار إذا تجاوز العنصر الحد الأقصى للتشوه البالغ  $\ell_t / 180$  القسم 6.4.4.2 في ACI 437.2M (13). للتوافق مع بروتوكول الاختبار الأحادي ، يتم التنازل عن هذا الحد.

## APPENDIX A—DESIGN VERIFICATION USING NONLINEAR RESPONSE HISTORY ANALYSIS

## APPENDIX A—DESIGN VERIFICATION USING NONLINEAR RESPONSE HISTORY ANALYSIS

الملحق أ - التحقق من التصميم باستخدام تحليل تاريخ الاستجابة الغير خطية

الملحق أ - التحقق من التصميم باستخدام تحليل تاريخ الاستجابة الغير خطية

### A.1—Notation and terminology

#### A.1.1 Notation

$B$  = bias factor to adjust nominal strength to seismic target reliabilities

$D_u$  = ultimate deformation capacity; the largest deformation at which the hysteresis model is deemed valid given available laboratory data or other substantiating evidence

$f_{ce}'$  = expected compressive strength of concrete, MPa

$f_{ue}$  = expected tensile strength for nonprestressed reinforcement, MPa

$f_{ye}$  = expected yield strength for nonprestressed reinforcement, MPa

$\ell_p$  = plastic-hinge length for analysis purposes, mm

$R_{ne}$  = expected yield strength

$V_{ne}$  = expected shear strength, N

$\theta_y$  = yield rotation, radians

$\phi_s$  = seismic resistance factor for force-controlled actions

### RA.1—Notation and terminology

— RA.1 الرموز والمصطلحات

#### A.1 - الرموز والمصطلحات

##### A.1.1 الرموز

$B$  = معامل التحيز لضبط المقاومة الاسمية لدقة الهدف الزلزالي

$D_u$  = سعة التشوه النهائية ؛ أكبر تشوه يعتبر فيه نموذج التباطؤ ساريًا بالنظر إلى البيانات المختبرية المتاحة أو غيرها من الأدلة الداعمة

$f_{ce}'$  = مقاومة الضغط المتوقعة للخرسانة MPa

$f_{ue}$  = مقاومة الشد المتوقعة للتسليح الغير مسبق الاجهاد ، MPa

$f_{ye}$  = مقاومة الخضوع المتوقعة للتسليح الغير مسبق الاجهاد ، MPa

$\ell_p$  = طول المفصل اللدن لأغراض التحليل ، مم

$R_{ne}$  = مقاومة الخضوع المتوقعة

$V_{ne}$  = مقاومة القص المتوقعة ،

$N\theta_y$  = دوران الخضوع ، راديان

$s$  = معامل مقاومة الزلازل للأفعال التي تسيطر عليها القوة

#### A.1.2 Terminology

##### A.1.2 المصطلحات

**distributed plasticity (fiber) model**—component model consisting of discrete fibers explicitly representing nonlinear stress-strain or force-deformation responses.

النموذج اللدونة الموزعة (الألياف) - نموذج عنصر يتكون من ألياف منفصلة تمثل صراحة استجابات الإجهاد الغير خطية لـ الاجهاد - الاتفعال أو استجابات تشوه القوة.

#### RA.1.2 Terminology

Force-controlled and deformation-controlled actions are classified in A.7 for design using nonlinear analysis of concrete structures.

##### RA.1.2 المصطلحات

وتصنف الأفعال التي تسيطر عليها القوة والتشوه في A.7 للتصميم باستخدام التحليل الغير خطي للمنشآت الخرسانية.



**structural wall panel zone**—portion of a structural wall common to intersecting wall segments where forces from adjacent wall segments are resolved. The following actions shall be as defined by **ASCE/SEI 7** Chapter 16:

**action, deformation-controlled**

**action, force-controlled**

**action, force-controlled critical**

**action, force-controlled ordinary**

**action, force-controlled noncritical**

منطقة بلاطة الجدار الانشائي - جزء من جدار أنشائي مشترك لمقاطع الجدار المتقاطعة حيث يتم حل القوى من أجزاء الجدار المجاورة. يجب أن تكون الأفعال التالية على النحو المحدد من قبل **ASCE/SEI 7** الفصل 16:

فعل، يسيطر عليه التشوه

فعل، يسيطر عليه القوة

فعل حرج، يسيطر عليه القوة

فعل عادي، يسيطر عليه القوة

فعل غير حرج، يسيطر عليه القوة

## A.2—Scope

**A.2.1** This appendix shall supplement the requirements of Chapter 16 of **ASCE/SEI 7** when performing nonlinear response history analysis to determine the design of earthquake-resistant concrete structures.

### A.2 - المجال

**A.2.1** يكمل هذا الملحق متطلبات الفصل 16 من **ASCE/SEI 7** عند إجراء تحليل تاريخ الاستجابة الغير خطية لتحديد تصميم المنشآت الخرسانية المقاومة للزلازل.

**A.2.2** The provisions of Appendix A shall be in addition to the provisions of **Chapters 1** through **26**.

**A.2.2** تكون أحكام الملحق (A) بالإضافة إلى أحكام الفصول من 1 إلى 26.

**A.2.3** This appendix shall be used in conjunction with Chapter 16 of **ASCE/SEI 7** for additional general requirements, ground motions, load combinations, modeling, and analysis for design of new reinforced concrete structures, including:

(a) Structural systems designated as part of the seismic force-resisting system, including diaphragms, moment resisting frames, structural walls, and foundations.

(b) Members not designated as part of the seismic force resisting system but required to support other loads while sustaining deformations and forces associated with earthquake effects.

**A.2.3** يستخدم هذا الملحق بالاقتران مع الفصل 16 من **ASCE/SEI 7** للمتطلبات العامة الإضافية، والتحركات الأرضية، وتراكيب الأحمال، والنمذجة، والتحليل لتصميم المنشآت الخرسانية المسلحة الجديدة، بما في ذلك: (أ) الأنظمة الانشائية المخصصة كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية، بما في ذلك الاغشية الانشائية، وأطارات مقاومة العزم، وجدران القص، والأساسات. (ب) العناصر الغير مصممة كجزء من نظام مقاومة القوة الزلزالية، ولكنها مطلوبة لدعم الأحمال الأخرى مع الحفاظ على التشوهات والقوى المرتبطة بتأثيرات الزلازل.

## RA.2—Scope

**RA.2.3** This appendix is intended to complement documents such as Chapter 16 of **ASCE/SEI 7**, **TBI (2017)**, and **LATBSDC (2017)**. This appendix provides requirements specific to nonlinear response history analysis and design of concrete members. For additional analysis and modeling requirements that are not specific to concrete members, refer to Chapter 16 of **ASCE/SEI 7**, **TBI (2017)**, and **LATBSDC (2017)**.

### RA.2 - المجال

**RA.2.3** الغرض من هذا الملحق هو استكمال الوثائق مثل الفصل 16 من **ASCE / SEI 7** و **TBI (2017)** و **LATBSDC (2017)** يقدم هذا الملحق متطلبات محددة لتحليل تاريخ الاستجابة الغير خطية وتصميم العناصر الخرسانية. للحصول على متطلبات إضافية للتحليل والنمذجة ليست خاصة بالعناصر الخرسانية، راجع الفصل 16 من **ASCE / SEI 7** و **TBI (2017)** و **LATBSDC (2017)**.

**A.2.4** All concrete structures designed or verified by this Appendix shall be proportioned and detailed as required by **Chapter 18** and the requirements of A.12 when applicable.

**A.2.4** يجب أن تكون جميع المنشآت الخرسانية المصممة أو المتحقق منها بواسطة هذا الملحق متناسبة ومفصلة على النحو المطلوب في الفصل 18 ومتطلبات البند A.12 عند الحاجة للتطبيق.

**A.2.5** It shall be permitted to use the provisions of Appendix A to demonstrate the adequacy of a structural system as required by **18.2.1.7**.

**A.2.5** يسمح استخدام أحكام الملحق A لتوضيح كفاية النظام الإنشائي كما هو مطلوب في **18.2.1.7**.

**A.2.6** Independent structural design review consistent with A.13 shall be required for use of Appendix A.

**A.2.6** يتعين إجراء مراجعة مستقلة للتصميم الإنشائي بما يتفق مع البند أ - 13 لاستخدام الملحق "A"

**A.2.7** The licensed design professional shall provide justification for any interpretation required for the application of Appendix A, and if accepted by the independent structural design reviewers, justification shall be provided to the building official for acceptance.

**A.2.7** يجب على محترف التصميم المرخص تقديم مبررات لأي تفسير مطلوب لتطبيق الملحق أ ، وإذا تم قبوله من قبل مراجعي التصميم الإنشائي المستقلين ، يتم تقديم التبرير إلى مسؤول البناء للقبول.

**RA.2.7** It is anticipated that the initial design of a earthquake resistant structure will be performed using elastic analysis combined with engineering judgment. A nonlinear response history analysis following the requirements of this Appendix can then be performed to demonstrate the design, which may not fully comply with all provisions of **ASCE/ SEI 7** or the general building code.

**RA.2.7** من المتوقع أن يتم التصميم الأولي لمنشأ مقاوم للزلازل باستخدام التحليل المرن مقترناً بالحكم الهندسي. يمكن بعد ذلك إجراء تحليل لتاريخ الاستجابة الغير خطية يتبع متطلبات هذا الملحق لإثبات التصميم ، والذي قد لا يتوافق تمامًا مع جميع أحكام **ASCE / SEI 7** أو كود البناء العام.

### A.3—General

**A.3.1** Action Classification and Criticality in A.7, and Acceptance Criteria in A.10 and A.11 provide a comprehensive design approach following the intent of Chapter 16 of ASCE/SEI 7 and the general building code, and shall take precedence over those of Chapter 16 of ASCE/SEI 7.

A.3 - عام .

**A.3.1** تصنيف العمل والخطورة في A.7 ، ومعايير القبول في A.10 و A.11 توفر نهج تصميم شامل يتبع الغرض من الفصل 16 من ASCE / SEI 7 وكود البناء العام ، ويكون لها الأسبقية على تلك الموجودة في الفصل 16 من ASCE / SEI 7.

### A.4—Earthquake ground motions

**A.4.1** Nonlinear response history analysis shall include the effects of horizontal earthquake ground motions.

A.4 - حركات أرضية زلزالية

**A.4.1** يجب أن يشمل تحليل تاريخ الاستجابة الغير خطية التأثيرات المترتبة على حركات الزلازل الأرضية الأفقية.

**A.4.2** Vertical earthquake ground motion shall be considered simultaneously with horizontal earthquake ground motions where inclusion of vertical ground motion will substantially affect the structural design requirements.

**A.4.2** يجب مراعاة حركة الزلازل الأرضية الرأسية بشكل متزامن مع حركات الزلازل الأرضية الأفقية حيث سيؤثر إدراج الحركة الأرضية الرأسية بشكل كبير على متطلبات التصميم الإنشائي.

**A.4.3** Earthquake ground motion acceleration histories shall be selected and modified in accordance with procedures established by the general building code.

**A.4.3** يجب تحديد وتعديل تاريخ تسريع حركة الزلازل الأرضية وفقاً للإجراءات المنصوص عليها في كود البناء العام.

### RA.3—General

**RA.3.1** Due to inconsistencies between ACI 318 and Chapter 16 of ASCE/SEI 7-16 in the approach to Action Classification and Acceptance Criteria for concrete members, the requirements in this Appendix take precedence over those of ASCE. The requirements of this Appendix are closely aligned with those in TBI (2017) and LATBSDC (2017).

RA.3 - عام

**RA.3.1** بسبب التناقضات بين ACI 318 والفصل 16 من ASCE / SEI 7-16 في نهج تصنيف العمل ومعايير القبول للعناصر الخرسانية، فإن المتطلبات الواردة في هذا الملحق لها الأسبقية على متطلبات ASCE. تتوافق متطلبات هذا الملحق بشكل وثيق مع تلك الموجودة في TBI (2017) و LATBSDC (2017).

### RA.4—Earthquake ground motions

**RA.4.1** Nonlinear response history analysis commonly is performed using two horizontal components of earthquake ground motion applied to a three-dimensional model of the building.

RA.4 - حركات أرضية زلزالية

**RA.4.1** يتم إجراء تحليل تاريخ الاستجابة الغير خطية بشكل شائع باستخدام عنصرين أفقيين لحركة الزلازل الأرضية مطبقة على نموذج ثلاثي الأبعاد للمبنى.

**RA.4.2** Structures with vertical discontinuities in the gravity-load-resisting systems can experience vertical earthquake response that can affect building performance. Examples include columns or walls that terminate on beams or slabs. Some structures with long spans or long cantilevers can be sensitive to vertical ground motion. Engineering judgment should be exercised when considering the sensitivity of structures to vertical ground motions.

**RA.4.2** يمكن أن تتعرض المنشآت ذات الانقطاعات الرأسية في أنظمة مقاومة الأحمال الرأسية للاستجابة الرأسية للزلازل التي يمكن أن تؤثر على أداء المبنى. تشمل الأمثلة الأعمدة أو الجدران التي تنتهي على الكمرات أو البلاطات. يمكن أن تكون بعض المنشآت ذات البحور الطويلة أو الكوابيل الطويلة حساسة للحركة الأرضية الرأسية. يجب تطبيق الحكم الهندسي عند النظر في حساسية المنشآت للحركات الأرضية الرأسية.

**RA.4.3** The analysis procedures in Appendix A are based on ground motion selection and scaling consistent with Chapter 16 of ASCE/SEI 7, which includes scaling to a risk targeted maximum considered earthquake ground acceleration. ASCE/SEI 7 describes appropriate procedures for selection and modification of earthquake ground motions in terms of acceptable hazard and risk levels.

**RA.4.3** تستند إجراءات التحليل الواردة في الملحق " A " على اختيار الحركة الأرضية والقياس المتوافق مع الفصل 16 من ASCE / SEI 7 ، والذي يتضمن التوسع إلى الحد الأقصى المستهدف من تسارع الزلازل. يصف ASCE / SEI 7 الإجراءات المناسبة لاختيار وتعديل حركات الزلازل الأرضية من حيث المخاطر المقبولة ومستويات المخاطر.

#### A.5—Load factors and combinations

A.5.1 Load combinations for nonlinear response history analysis shall conform to the requirements of the general building code.

#### A.5 – معاملات وتراكيب الحمل

A.5.1 يجب أن تتوافق تراكيب الحمل لتحليل تاريخ الاستجابة الغير خطية مع متطلبات كود البناء العام.

#### RA.5—Load factors and combinations

RA.5.1 Load combinations for response history analysis used in conjunction with this Appendix are intended to be similar to those of Chapter 16 of ASCE/SEI 7-16, TBI (2017), or LATBSDC (2017). For nonlinear response history analysis, the principles of linear superposition do not apply. Therefore, it would be incorrect to conduct separate analyses considering various loads and then combine the load effects. Instead, it is necessary to conduct an analysis for each factored load combination and take the design value as the envelope of the analysis results. For any nonlinear analysis including earthquake effects, gravity loads are to be applied to the model first and then the ground shaking simulations are applied in the presence of the gravity loads. There is a low probability that maximum considered earthquake shaking and factored design gravity load combinations of the general building code will occur simultaneously. A more representative load combination is the occurrence of expected, realistic gravity loading combined with maximum considered earthquake shaking. One load combination is typically considered for analysis, which includes expected dead load concurrent with expected live load and Maximum Considered Earthquake shaking. Chapter 16 of ASCE/SEI 7-16 requires consideration of a second load combination without live load. It should be noted that this case will seldom govern the design of a tall building. Accidental torsion is not commonly considered in cases where linear analysis indicates that torsional irregularities are negligible. Load combinations used in the nonlinear analysis may differ from load combinations used to evaluate force controlled actions (refer to A.11).

#### RA.5 - معاملات وتراكيب الحمل

RA.5.1 تهدف تراكيب الحمل لتحليل تاريخ الاستجابة المستخدمة مع هذا الملحق إلى أن تكون مشابهة لتلك الموجودة في الفصل 16 من ASCE / SEI 7-16 أو TBI (2017) أو LATBSDC (2017) بالنسبة لتحليل تاريخ الاستجابة الغير خطية ، لا تنطبق مبادئ التراكيب الخطي. لذلك ، سيكون من الخطأ إجراء تحليلات منفصلة بالنظر إلى الأحمال المختلفة ثم دمج تأثيرات الحمل. بدلاً من ذلك ، من الضروري إجراء تحليل لكل تركيبة حمولة يتم أخذها بعين الاعتبار وأخذ قيمة التصميم كمغلف لنتائج التحليل. لأي تحليل غير خطي بما في ذلك تأثيرات الزلازل ، يجب تطبيق أحمال رأسية على النموذج أولاً ثم يتم تطبيق محاكاة اهتزاز الأرض في وجود أحمال رأسية. هناك احتمال ضعيف أن يحدث الحد الأقصى من اهتزازات الزلازل وتراكيب الحمل الرأسي التصميمية المحددة في كود البناء العام في وقت واحد. تركيبة حمولة أكثر تمثيلاً هي حدوث حمل رأسي متوقع مع الحد الأقصى من اهتزاز الزلازل. عادة ما يتم النظر في تركيبة حمولة واحدة للتحليل ، والتي تشمل الحمل الميت المتوقع والمتزامن مع الحمل الحي المتوقع وأقصى اهتزاز مرصود للزلازل. يتطلب الفصل 16 من ASCE / SEI 7-16 النظر في تركيبة حمل ثاني دون حمل حي. وتجدر الإشارة إلى أن هذه الحالة نادراً ما تحكم تصميم مبنى طويل. لا يعتبر الالتواء المفاجئ شائعاً في الحالات التي يشير فيها التحليل الخطي إلى أن المخالفات الالتوائية لا تذكر. قد تختلف تراكيب الحمل المستخدمة في التحليل الغير خطي عن تراكيب الحمل المستخدمة لتقييم الإجراءات التي يتم التحكم فيها بالقوة (راجع A.11).

**A.6—Modeling and analysis**

**A.6.1** Models for analysis shall be three-dimensional and shall conform to the requirements of the general building code.

**A.6 النمذجة والتحليل**

**A.6.1** تكون نماذج التحليل ثلاثية الأبعاد ومطابقة لمتطلبات كود البناء العام.

**A.6.2** Modeling of member nonlinear behavior, including effective stiffness, expected strength, expected deformation capacity, and hysteresis under force or deformation reversals, shall be substantiated by applicable physical test data and shall not be extrapolated beyond the limits of testing.

**A.6.2** يجب أن يتم إثبات نمذجة السلوك الغير خطي للعناصر ، بما في ذلك المقاومة الفعالة والمتوقعة وسعة التشوه المتوقعة والتباطؤ تحت القوة أو انعكاسات التشوه ، من خلال بيانات الاختبار الفيزيائي المعمول بها ولا يجب استكمالها خارج حدود الاختبار.

**A.6.3** Degradation in member strength or stiffness shall be included in the numerical models unless it can be demonstrated that the demand is not sufficiently large to produce these effects. If degradation in component strength is included in the numerical model, the model formulation shall be such that structural deformation at onset of strength loss is not affected by mesh configuration in the finite element model.

**A.6.3** يتم تضمين تدهور مقاومة العنصر أو صلابته في النماذج العددية ما لم يكن من الممكن إثبات أن الطلب ليس كبيراً بما يكفي لإنتاج هذه التأثيرات. إذا تم تضمين التدهور في مقاومة العنصر في النموذج العددي ، فيجب أن تكون صياغة النموذج بحيث لا يتأثر التشوه الانشائي عند بداية فقدان المقاومة بتكوين الشبكة في نموذج العناصر المحدودة.

**A.6.4** For structural walls with aspect ratio  $h_w/\ell_w \geq 2$ , the numerical model of the wall and its connection to surrounding elements shall represent kinematic effects associated with wall rotation and uplift, including the effect of migration of the neutral axis as a function of applied axial force and lateral deformation, unless it can be demonstrated that such effects do not affect the structural design requirements.

**A.6.4** بالنسبة للجدران الإنشائية ذات نسبة الارتفاع إلى الطول  $h_w/\ell_w \geq 2$  ، فإن النموذج العددي للجدار وارتباطه بالعناصر المحيطة يجب أن يمثل تأثيرات حركية مرتبطة بتدوير الجدار والرفع ، بما في ذلك تأثير إزاحة المحور المحايد كدالة القوة المحورية المطبقة والتشوه الجانبي ، ما لم يكن من الممكن إثبات أن مثل هذه التأثيرات لا تؤثر على متطلبات التصميم الإنشائي.

**RA.6—Modeling and analysis****RA.6 النمذجة والتحليل**

**RA.6.2** Multiple element formulations and material models are appropriate for use in inelastic dynamic analysis of concrete structures. ASCE/SEI 41, **ACI 374.3R**, **ACI 369.1M**, and **NIST GCR 17-917-46** provide guidance on modeling and defining model parameters. Selecting model parameters at the mean value of experimental data, as is recommended by the aforementioned documents, avoids skewing analysis results and produces a more reliable evaluation of concrete building response.

**RA.6.2** تكون صيغ العناصر المتعددة ونماذج المواد مناسبة للاستخدام في التحليل الديناميكي الغير مرن للمنشآت الخرسانية. يوفر ASCE / SEI 41 و **ACI 374.3R** و **ACI 369.1M** و **NIST GCR 17-917-46** إرشادات بشأن النمذجة وتحديد متغيرات النموذج. إن اختيار متغيرات النموذج بالقيمة المتوسطة للبيانات التجريبية ، كما هو موصى به في المستندات المذكورة أعلاه ، يتجنب نتائج تحليل الانحراف وينتج تقييماً أكثر موثوقية لاستجابة المباني الخرسانية.

**RA.6.3** The model mesh size selected should allow determination of the structural responses in sufficient detail and with sufficient accuracy. Some systems will exhibit mesh dependent response, with a reduction in mesh size resulting in reduced deformation capacity and more rapid strength loss. For these systems, material softening should be defined using a measure of mesh size, or the chosen material model parameters and mesh size should be shown, using an appropriate experimental data set, to provide accurate simulation of onset of strength loss.

**RA.6.3** يجب أن يسمح حجم شبكة النموذج المحدد بتحديد الاستجابات الإنشائية بتفاصيل كافية وبدقة كافية. ستظهر بعض الأنظمة استجابة تعتمد على الشبكة ، مع انخفاض في حجم الشبكة مما يؤدي إلى تقليل سعة التشوه وفقدان المقاومة بشكل أسرع. بالنسبة لهذه الأنظمة ، يجب تعريف نعومة المواد باستخدام قياس حجم الشبكة ، أو يجب إظهار متغيرات النموذج المواد المختارة وحجم الشبكة ، باستخدام مجموعة بيانات تجريبية مناسبة ، لتوفير محاكاة دقيقة لبداية فقدان المقاومة.

## A.7—Action classification and criticality

### A.7 - تصنيف الفعل والخطورة

**A.7.1** All actions shall be classified as deformation-controlled or force-controlled in accordance with A.7.2 and A.7.3.

**A.7.1** يجب تصنيف جميع أفعال يسيطر عليها التشوه أو يسيطر عليها القوة وفقاً لـ A.7.2 و A.7.3

### A.7.2 Deformation-controlled actions

#### A.7.2 الإجراءات التي تسيطر عليها التشوه

**A.7.2.1** Deformation-controlled actions shall satisfy the requirements of A.10.

**A.7.2.1** يجب أن تفي الإجراءات التي تسيطر عليها التشوه بمتطلبات البند A.10.

**A.7.2.2** The following shall be designated as deformation controlled actions:

- (a) Moment in beams, structural walls, coupling beams, and slab-column connections
- (b) Shear in diagonally reinforced coupling beams that meet the requirements of 18.10.7.4
- (c) Moment in columns when combined with axial force for columns meeting the requirements of 18.7.4, 18.7.5, and 18.7.6

**A.7.2.2** يجب أن يُعتبر ما يلي كأعمال متحكم فيها التشوه:  
(أ) العزم في الكمرات والجدران الإنشائية وكمرات الازدواج، ووصلات بلاطة - عمود  
(ب) القص في كمرات الازدواج المسلحة قطرياً تلبي متطلبات 4-7-10-18  
(ج) العزم في الأعمدة عندما تقتصر بقوة محورية للأعمدة التي تفي بمتطلبات 18.7.4 و 18.7.5 و 18.7.6

### A.7.3 Force-controlled actions

**A.7.3.1** Force-controlled actions shall satisfy the requirements of A.11.

**A.7.3** الإجراءات التي تسيطر عليها القوة  
**A.7.3.1** يجب أن تستوفي الإجراءات التي تسيطر عليها القوة متطلبات A.11.

**A.7.3.2** The following shall be designated as ordinary force-controlled actions:

- (a) Shear and moment in perimeter basement walls
- (b) In-plane shear in non-transfer diaphragms
- (c) In-plane normal forces in diaphragms other than collectors
- (d) Moment in shallow foundation members, including spread footings and mat foundations
- (e) Moment in deep foundation members

**A.7.3.2** يُعتبر ما يلي كأعمال عادية متحكم فيها القوة:  
(أ) القص والعزم في محيط قاعدة الجدران  
(ب) القص في المستوى في الأغشية الغير ناقلة  
(ج) القوى الطبيعية في المستوى في الأغشية الأخرى عن المجمعات  
(د) العزم في عناصر الأساسات السطحية، بما في ذلك الأساسات المنفصلة والأساسات الحصىرية (اللبشة)  
(هـ) العزم في عناصر الأساسات العميقة

## RA.7—Action classification and criticality

### RA.7 - تصنيف الفعل والخطورة

### RA.7.2 Deformation-controlled actions

#### RA.7.2 الإجراءات التي تسيطر عليها التشوه

**RA.7.2.2** Similar to the requirements of 18.14.3.3, if columns are detailed with sufficient confinement and reinforcement detailing, column moment can be evaluated as a deformation-controlled action rather than as a force controlled action.

**RA.7.2.2** مشابه لمتطلبات 18.14.3.3 ، إذا تم تفصيل الأعمدة مع تفصيل الحصر الكافي والتسليح، يمكن تقييم عزم العمود كإجراء يتحكم في التشوه بدلاً من كونه إجراء متحكم بالقوة.

### RA.7.3 Force-controlled actions

#### RA.7.3 الإجراءات التي تسيطر عليها القوة

**RA.7.3.2** For diaphragm shear to be considered an ordinary force-controlled action, the shear should not be related to a transfer of force between lateral-force-resisting system components.

**RA.7.3.2** لكي يُعتبر قص الغشاء إجراءً عادياً تسيطر عليها القوة ، لا ينبغي أن يكون القص مرتبطاً بنقل القوة بين مكونات نظام مقاومة القوة الجانبية.



**A.7.3.3** Noncritical force-controlled actions shall be designated as actions in any component where failure will not result in:

- (a) collapse of the structure;
- (b) loss of the earthquake resistance of the structure; and
- (c) falling hazard.

**A.7.3.3** يجب تصنيف الإجراءات الغير حرجة التي تسيطر عليها القوة كإجراءات في أي عنصر لا يؤدي فيه الانهيار إلى :  
(أ) انهيار المنشأ؛  
(ب) فقدان مقاومة الزلازل للمنشأ؛ و  
(ج) خطر السقوط.

**A.7.3.4** All actions not designated as deformation controlled, ordinary force-controlled, or noncritical force controlled shall be classified as critical-force controlled.

**A.7.3.4** تصنف جميع الأفعال الغير مصممة على أنها تسيطر عليها التشوه أو عادية تسيطر عليها القوة أو كتصنيف حرج متحكم فيها القوة.

**A.8—Effective stiffness**

**A.8.1** Member stiffness shall include effects of deformations due to flexure, shear, axial elongation or shortening, and reinforcement slip along its development length.

**A.8 - الجساءة الفعالة**

**A.8.2** يجب أن تشمل مقاومة العنصر على تأثيرات تشوهات ناتجة عن الانحناء أو القص أو الاستطالة المحورية أو التقصير وانزلاق التسليح على طول تثبيته.

**A.8.2** If cracking is anticipated as a result of combined effects of applied forces, displacements, and volume change effects associated with shrinkage, temperature, or creep, effects of concrete cracking on effective member stiffness shall be modeled.

**A.8.2** إذا كان من المتوقع حدوث تشقق نتيجة لتأثيرات المركبة للقوى المطبقة والازاحات وتأثيرات تغير الحجم المرتبطة بالانكماش أو درجة الحرارة أو الزحف ، فينبغي نمذجة تأثيرات التشقق الخرساني على جساءة العنصر الفعالة.

**RA.8—Effective stiffness**

**RA.8.1** Software for nonlinear analysis generally is capable of directly modeling deformations due to flexure, shear, and axial elongation or shortening. Additional deformation may occur due to slip of longitudinal reinforcement from adjacent anchorages. Such effects commonly occur where beams frame into beam-column joints or walls, where columns frame into beam-column joints or foundations, and where walls frame into foundations. If such effects are considered important to the performance of the structure, appropriate assumptions should be included in the analytical model, either directly or by adjustment of flexural stiffness.

**RA.8 - الجساءة الفعالة**

**RA.8.1** برمجيات التحليل الغير خطي قادرة بشكل عام على النمذجة مباشرة للتشوهات الناتجة عن الانحناء والقص والاستطالة المحورية أو التقصير. قد يحدث تشوه إضافي بسبب انزلاق التسليح الطولي من المثبتات المجاورة. تحدث هذه التأثيرات بشكل شائع حيث يتم تشكيل الكمرات في مفاصل كمر - عمود أو الجدران، حيث يتم تشكيل الأعمدة في مفاصل كمر - عمود أو الأساسات، وحيث يتم تشكيل الجدران في الأساسات. إذا اعتبرت هذه التأثيرات مهمة لأداء المنشأ ، فينبغي إدراج الافتراضات المناسبة في النموذج التحليلي ، إما بشكل مباشر أو عن طريق تعديل صلابة الانحناء.

**RA.8.2** Effects of cracking on stiffness reduction can be considered directly by using models that represent stiffness reduction as calculated stress reaches the cracking stress or indirectly by reducing the effective stiffness relative to the gross-section stiffness. Where the latter approach is used, the degree of stiffness reduction should be consistent with the degree of cracking anticipated under earthquake loading. Structural walls that are lightly cracked, including basement walls, have traditionally been modeled using effective flexural stiffness in the range 0.5 to 1.0 times gross section stiffness. Diaphragms at major force transfer levels are commonly modeled using effective axial stiffness in the range 0.10 to 0.5 times gross-section stiffness. **TBI (2017)** and **LATBSDC (2017)** provide additional effective stiffness recommendations while **NIST GCR 17-917-46v1 (NIST 2017a)** and **NIST GCR 17-917-46v3 (NIST 2017b)** provide more detailed guidance on modeling of diaphragms and frame elements. For stiffness of beams, columns, and structural walls other than basement walls, refer to RA.8.3.

**RA.8.2** يمكن النظر في تأثيرات التشقق عند تقليل الجساءة مباشرة باستخدام نماذج تمثل تخفيض الصلابة حيث يصل الاجهاد المحسوب إلى أجهاد التشقق أو بشكل غير مباشر عن طريق تقليل الجساءة الفعالة بالنسبة إلى التشقق في المقطع الإجمالي. عندما يتم استخدام النهج الأخير ، يجب أن تكون درجة تقليل الصلابة متوافقة مع درجة التشقق المتوقعة أثناء تحميل الزلازل. الجدران الإنشائية المتشققة قليلاً ، بما في ذلك الجدران القاعدية ، تم نمذجتها تقليدياً باستخدام جساءة الانحناء الفعالة في مدى من 0.5 إلى 1.0 مرة. لجساءة المقطع الكلي عادة ما يتم تصميم الأغشية عند مستويات نقل القوة الرئيسية باستخدام جساءة محورية فعالة في المدى من 0.10 إلى 0.5 مرة لجساءة المقطع الإجمالي. يوفر **TBI (2017)** و **LATBSDC (2017)** توصيات إضافية فعالة للجساءة بينما يوفر **NIST GCR 17-917-46v1 (NIST 2017a)** و **NIST GCR 17-917-46v3 (NIST 2017b)** إرشادات أكثر تفصيلاً حول نمذجة الأغشية وعناصر الإطار. لمعرفة صلابة الكمرات والأعمدة والجدران الإنشائية بخلاف الجدران القاعدية ، راجع **RA.8.3**.

## CODE الكود

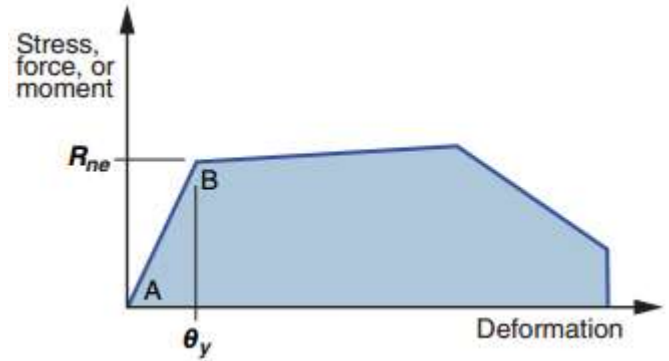
**A.8.3** If yielding of reinforcement or nonlinear response of concrete is anticipated as a result of combined effects of applied forces, displacements, and volume change effects associated with shrinkage, temperature, or creep, the structural model shall be capable of representing member stiffness for loading near the onset of inelastic response, as well as behavior past the onset of inelastic response.

**A.8.3** إذا كان من المتوقع أن يخضع التسليح أو الاستجابة الغير خطية للخرسانة نتيجة للتأثيرات المركبة للقوى المطبقة، والإزاحة، وتغيرات الحجم الناتجة عن الانكماش، أو درجة الحرارة، أو الزحف، يجب أن يكون النموذج الانشائي قادرًا على تمثيل جساءه العنصر للتحميل بالقرب من بداية الاستجابة الغير مرنة، وكذلك السلوك بعد بداية الاستجابة الغير مرنة.

## COMMENTARY التعليق

**RA.8.3** If calculations indicate nonlinear response under load combinations including earthquake effects, the nonlinear model should be capable of representing an effective secant stiffness from zero loading to a point corresponding to yield level forces (slope from A to B in Fig. RA.8.3). The model should also be capable of representing stiffness reduction past the yield point. Degradation in element strength or stiffness should be included in the analytical model unless it can be demonstrated that the demand is not sufficiently large as to produce these effects.

**RA.8.3** إذا كانت الحسابات تشير إلى استجابة غير خطية تحت تراكيب الحمل بما في ذلك تأثيرات الزلزال، فينبغي أن يكون النموذج الغير خطي قادرًا على تمثيل جساءة آمنة فعالة من صفر التحميل إلى نقطة مقابلة لقوى مستوى الخضوع (المنحدر من أ إلى ب في الشكل RA.8.3). يجب أن يكون النموذج قادرًا أيضًا على تمثيل تقليل الجساءه بعد نقطة الخضوع. ينبغي تضمين التدهور في مقاومة العنصر أو صلابته في النموذج التحليلي ما لم يكن من الممكن إثبات أن الطلب ليس كبيرًا بما يكفي لإنتاج هذه التأثيرات.



*Fig. RA.8.3—Generalized force-deformation relations.*

الشكل - RA.8.3. العلاقات العمة لـ التشوه - القوة.

## CODE

### الكود

**A.8.4** It shall be permitted to represent member stiffness near the onset of inelastic response using an effective stiffness based on analysis substantiated by physical test data. Alternatively, it shall be permitted to represent member stiffness near the onset of inelastic response using the effective stiffness values in Table A.8.4.

**A.8.4** يُسمح بتمثيل صلابة العنصر بالقرب من بداية الاستجابة الغير مرنة باستخدام جساءه فعالة تعتمد على التحليل الذي تدعمه بيانات الاختبار الفيزيائي. وبدلاً من ذلك ، يُسمح بتمثيل جساءه العنصر بالقرب من بداية الاستجابة الغير مرنة باستخدام قيم الجساءه الفعالة في الجدول A.8.4.

## COMMENTARY

### التعليق

**RA.8.4** The effective stiffness values are intended to represent the slope from A to B in Fig. RA.8.3, where B corresponds to expected yield strength. Effective stiffness values for beams and columns are based on [Elwood et al. \(2007\)](#), and incorporate the effects of reinforcement slip along the development length. Tabulated values for structural walls are appropriate to use where the wall is represented by a line element. In some building models, structural walls will be represented by distributed fiber models, in which case the fiber model should directly represent effects of concrete cracking and reinforcement yielding, such that the stiffness values in Table A.8.4 do not apply. Basement walls are unlikely to respond at yield-level forces; therefore, larger stiffness values may be more applicable than those in Table A.8.4 for walls. Diaphragm stiffnesses provided in Table A.8.4 represent typical values. Prestressed and nonprestressed diaphragms mainly resisting single-floor in-plane earthquake forces are commonly modeled as rigid, as allowed by [ASCE/SEI 7](#). Diaphragms transferring relatively large in-plane earthquake forces from multiple floor levels can have effective stiffnesses somewhat lower than those represented in Table A.8.4. In cases where analysis results are sensitive to diaphragm stiffness assumptions, it may be prudent to “bound” the solution by analyzing the structure using a range of diaphragm stiffnesses and selecting the design values as the larger forces from the two analyses. Coupling beam effective stiffnesses are intended to represent values for beams cast monolithically with floor slabs. Values are based on equations presented by [Vu et al. \(2014\)](#), but are adjusted to account for the presence of a slab, differences in modeling approach, and typical shear levels ([TBI 2017](#)). Engineering judgment should be used to evaluate effective shear stiffness values, noting that due to typical software implementation limitations, gross area is used in lieu of effective area.

**RA.8.4** الهدف يُقصد بقيم الجساءه الفعالة أن تمثل المنحدر من A إلى B في الشكل RA.8.3 ، حيث يتوافق B مع مقاومة الخضوع المتوقعة. تستند قيم الجساءه الفعالة للكمرات والأعمدة إلى [Elwood et al. \(2007\)](#) ، ودمج تأثيرات الانزلاق للتسليح على طول التثبيت. القيم المجدولة للجدران الانشائية مناسبة للاستخدام حيث يتم تمثيل الجدار بعنصر خط. في بعض نماذج البناء ، سيتم تمثيل الجدران الانشائية بنماذج من الألياف الموزعة ، وفي هذه الحالة يجب أن يمثل نموذج الألياف تأثيراً مباشراً على تشقق الخرسانة وخضوع التسليح ، بحيث لا تنطبق قيم الجساءه في الجدول A.8.4 من غير المحتمل أن تستجيب الجدران القاعدية عند مستوى الخضوع ؛ لذلك ، قد تكون قيم الجساءه الأكبر قابلة للتطبيق أكثر من تلك الواردة في الجدول A.8.4 للجدران. تمثل جساءه الأغشية الواردة في الجدول A.8.4 القيم النموذجية. عادة ما يتم تصميم الأغشية مسبقاً الأجهاد والغير مسبقاً الأجهاد التي تقاوم بشكل أساسي قوى الزلازل الفردية في المستوى على أنها صلبة ، كما هو مسموح به من قبل [ASCE / SEI 7](#). يمكن أن تحتوي الأغشية التي تنقل قوى الزلازل الكبيرة نسبياً في المستوى من مستويات متعددة الطوابق على مستويات فعالة أقل من تلك الممثلة إلى حد ما في الجدول A.8.4. في الحالات التي تكون فيها نتائج التحليل حساسة لافتراضات جساءه الغشاء ، قد يكون من الحكمة "الترابط" الحل عن طريق تحليل المنشأ باستخدام مجموعة من جساءات الأغشية واختيار قيم التصميم كقوى أكبر من التحليلين. الغرض من جساءات كمرات الازدواج الفعالة هو تمثيل قيم الكمرات المصبوبة بشكل متجانس مع بلاطات الطوابق تستند القيم إلى المعادلات التي قدمها [Vu et al. \(2014\)](#) ، ولكن تم تعديلها لمراعاة وجود بلاطة ، والاختلافات في نهج النمذجة ، ومستويات القص النموذجية. ([TBI 2017](#)) يجب استخدام الحكم الهندسي لتقييم قيم جساءه القص الفعالة ، مع ملاحظة أنه نظراً لقيود تنفيذ البرامج النموذجية ، يتم استخدام المساحة الإجمالية بدلاً من المنطقة الفعالة.

Table A.8.4—Effective stiffness values<sup>[1]</sup>الجدول A.8.4- قيم الجساءة الفعالة <sup>[1]</sup>

Component		Axial	Flexural	Shear
Beams	nonprestressed	$1.0E_cA_g$	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
	prestressed	$1.0E_cA_g$	$1.0E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Columns with compression caused by design gravity loads <sup>[2]</sup>	$\geq 0.5A_gf_c'$	$1.0E_cA_g$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
	$\leq 0.1A_gf_c'$ or with tension	$1.0E_cA_g$ (compression) $1.0E_cA_w$ (tension)	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Structural walls <sup>[3]</sup>	in-plane	$1.0E_cA_g$	$0.35E_cI_g$	$0.2E_cA_g$
	out-of-plane	$1.0E_cA_g$	$0.25E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Diaphragms (in-plane only) <sup>[4]</sup>	nonprestressed	$0.25E_cA_g$	$0.25E_cI_g$	$0.25E_cA_g$
	prestressed	$0.5E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Coupling beams	with or without diagonal reinforcement	$1.0E_cA_g$	$0.07\left(\frac{\ell_v}{h}\right)E_cI_g$ $\leq 0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
Mat foundations	in-plane	$0.5E_cA_g$	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_g$
	out-of-plane <sup>[5]</sup>		$0.5E_cI_g$	

[1] Tabulated values for axial, flexural, and shear shall be applied jointly in defining effective stiffness of an element, unless alternative combinations are justified.

[2] For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural stiffness shall be determined by linear interpolation.

[3] Tabulated values are appropriate where members are modeled using line elements to represent their properties.

[4] Diaphragms shall be permitted to be modeled as rigid in-plane if this does not result in differences in analysis outcomes.

[5] Specified stiffness values for mat foundations pertain for the general condition of the mat. Where the wall or other vertical members imposed sufficiently large forces, including local force reversals across stacked wall openings, the stiffness values may need to be reduced.

[1] يجب تطبيق القيم المجدولة للقوى المحورية والانحناء والقص بشكل مشترك في تحديد جساءة فعالة لعنصر ما ، ما لم يتم تبرير تركيبات بديلة.

[2] بالنسبة للأعمدة ذات الضغط المحوري التي تقع بين الحدود المتوفرة ، يتم تحديد جساءة الانحناء عن طريق الاستكمال الخطي.

[3] القيم المجدولة مناسبة حيث يتم نمذجة العناصر باستخدام عناصر الخط لتمثيل خصائصها.

[4] يُسمح للأغشية بأن تكون على نمذجة كجساءة في المستوى إذا لم ينتج ذلك عن اختلافات في نتائج التحليل.

[5] قيم الجساءة المحددة للأساسات الحصىرية (اللبشة) تتعلق بالحالة العامة للأساسات الحصىرية. وحيثما فرض قوى كبيرة للجدار أو عناصر رأسية أخرى بما فيه الكفاية، بما في ذلك انعكاس القوى المحلية عبر فتحات الجدران المزدحمة، قد يلزم تخفيض قيم الجساءة.

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**A.8.5** In beam-column joints if joint flexibility is not modeled explicitly, it shall be permitted to model joint flexibility implicitly by defining the effective stiffness of beams and columns framing into the joint to include joint flexibility and by introducing beam and column rigid end offsets that extend to the center of the joint.

**A.8.5** في مفاصل كمرة - عمود إذا لم يتم نمذجة مرونة المفصل بشكل صريح ، يجب السماح بنمذجة مرونة المفصل بشكل ضمني من خلال تحديد الجساءة الفعالة للكمرات والأعمدة الأطارية في المفصل لتشمل مرونة المفصل وتقديم الانتقالات النهائية للعمود والكمرة الصلبة وما يليها التي تمتد الى مركز المفصل.

**A.8.6** If beams other than coupling beams are cast monolithically with slabs, the effective slab width defined in 6.3.2 shall be included in the evaluation of beam flexural and axial stiffnesses.

**A.8.6** إذا كانت الكمرات الأخرى من غير كمرات الازدواج المصبوبة بشكل متجانس مع البلاطات ، فيجب تضمين عرض البلاطة الفعال المحدد في 6.3.2 في تقييم أنحاء الكمرة والجساءات المحورية.

## A.9—Expected material strength

**A.9.1** Expected material strength shall be defined based on applicable project-specific data or data from projects using similar materials and construction. If applicable data are not available, the expected material strengths in Table A.9.1 shall be permitted.

### A.9 - مقاومة المواد المتوقعة

**A.9.1** يجب تحديد مقاومة المواد المتوقعة بناءً على البيانات الخاصة بالمشروع أو البيانات من المشاريع التي تستخدم مواد وإنشاءات مماثلة. في حالة عدم توفر البيانات القابلة للتطبيق ، يُسمح بمقاومة المواد المتوقعة في الجدول A.9.1.

**RA.8.5** In reinforced concrete frames detailed to resist earthquake forces, joints are not expected to experience significant degradation. In lieu of a more rigorous representation of joint shear stiffness, rigid offsets of beam and column members extending the length of the joint dimensions are permitted (Birely et al. 2012). A sensitivity study on stiffness assumptions indicates that overall building stiffness may be more sensitive to the choice of effective stiffness for frame and wall members than for joints (Kwon and Ghannoum 2016). The rigid joint offset approach is compatible with the effective stiffness values presented in Table A.8.4, which account for the softening effects of longitudinal bar slip within the joints.

**RA.8.5** في الإطارات الخرسانية المسلحة المفصلة لمقاومة قوى الزلازل ، لا يتوقع أن تتعرض المفاصل لتدهور كبير. وبدلاً من تمثيل أكثر صرامة لجساءة القص للمفصل ، يُسمح بانتقال جساءة عناصر الكمرات والأعمدة الممتدة لطول أبعاد المفصل (Birely et al. 2012). تشير دراسة الحساسية حول افتراضات الجساءة إلى أن صلابة المبنى الكلية قد تكون أكثر حساسية لاختيار الجساءة الفعالة لعناصر الإطار والجدار مقارنة بالمفاصل (Kwon and Ghannoum 2016). تتوافق انتقال جساءة المفاصل مع قيم الجساءة الفعالة الواردة في الجدول A.8.4، والتي تفسر تأثيرات تليين انزلاق السليخ الطولي داخل المفاصل.

## RA.9—Expected material strength

**RA.9.1** The multiplier on  $f_c'$  may be smaller for high strength concrete when higher quality control measures are in place or when fly ash and other additives are. Refer to ACI 232.2R for discussion of impacts of fly ash. Default values for other steel grades have not been provided in Table A.9.1 due to insufficient data.

### RA.9 - مقاومة المواد المتوقعة

**RA.9.1** قد يكون المضاعف على  $f_c'$  أصغر للخرسانة عالية المقاومة عندما تكون مقاييس مراقبة الجودة أعلى في الموقع أو عندما يكون الرماد المتطاير والإضافات الأخرى. ارجع إلى ACI 232.2R لمناقشة تأثيرات الرماد المتطاير. لم يتم تقديم القيم الافتراضية لدرجات الحديد الأخرى في الجدول A.9.1 بسبب عدم كفاية البيانات.

Table A.9.1—Expected material strengths

الجدول A.9.1 - مقاومة المواد المتوقعة

Material		Expected strength	
Concrete		$f_{ce}' = 1.3f_c'^{[1]}$	
Reinforcing steel		Expected yield strength, $f_{ye}$ , MPa	Expected tensile strength, $f_{te}$ , MPa
A615	Grade 420	480	730
A706	Grade 420	475	655
	Grade 550	590	770

[1] Expected strength  $f_{ce}'$  is strength expected at approximately 1 year or longer.

[1] المقاومة المتوقعة  $f_{ce}$  هي المقاومة المتوقعة عند حوالي سنة واحدة أو أكثر.



## CODE

## الكود

## A.10—Acceptance criteria for deformation controlled actions

## A.10 - معايير القبول للإجراءات المتحكم فيها التشوه

**A.10.1** Deformations in any of the response history analyses shall not exceed the ultimate deformation capacity  $D_u$  unless (a) or (b) is satisfied.

(a) The analysis assumes the strength associated with this mode of deformation is negligible for the remainder of that analysis, and the structure is evaluated for stability and strength.

(b) The analysis is considered to have an unacceptable response as defined by **ASCE/SEI 7**.

**A.10.1** يجب أن لا تتجاوز التشوهات في أي من تحليلات تاريخ الاستجابة القدرة النهائية للتشوه  $D_u$  ما لم يكن (أ) أو (ب) مستوفية. (أ) يفترض التحليل أن المقاومة المرتبطة بطريقة التشوه هذه لا تذكر بالنسبة لما تبقى من ذلك التحليل، ويتم تقييم المنشأ من حيث الاستقرار والمقاومة. (ب) يعتبر التحليل رداً غير مقبول على النحو الذي أبطلته **ASCE/SEI 7**.

**A.10.2**  $D_u$  shall be determined by (a), (b), or (c):

(a)  $D_u$  of the component shall be taken as the valid range of modeling as demonstrated by comparison of the hysteresis model with suitable laboratory test data including the appropriate gravity load effect.

(b) If special structural walls are modeled using distributed plasticity (fber) models,  $D_u$  shall be evaluated using the average vertical strain. The strain shall be evaluated over a height of the plastic hinge length,  $\ell_p$ , where  $\ell_p$  is the longer of (i) and (ii):

**A.10.2** يتم تحديد  $D_u$  بـ (أ) أو (ب) أو (ج):

(أ) يؤخذ  $D_u$  المكون على أنه النطاق الصحيح للنمذجة كما يتضح من مقارنة نموذج التباطؤ ببيانات الاختبار المعملية المناسبة، بما في ذلك تأثير الحمل الرأسي المناسب.

(ب) إذا تم تصميم جدران أنشائية خاصة باستخدام نماذج اللدونة (ألياف) الموزعة، يتم تقييم  $D_u$  باستخدام متوسط الانفعال الرأسي. يجب تقييم الانفعال على ارتفاع طول المفصل اللدن،  $\ell_p$ ، حيث يكون  $\ell_p$  أطول من (1) و (2):

$$(i) \ell_p = 0.2\ell_w + 0.03h_w \quad (A.10.2.a)$$

$$(ii) \ell_p = 0.08h_w + 0.022f_y d_b \quad (A.10.2.b)$$

but not exceeding the story height, where  $d_b$  and  $f_y$  are determined based on the wall longitudinal reinforcement.

(c) If structural components are modeled using lumped plasticity (concentrated hinge) or distributed plasticity (fber) models,  $D_u$  shall be permitted to be in accordance with **ACI 369.1M** or as substantiated by laboratory testing.

ولكن لا يتجاوز ارتفاع الطابق، حيث يتم تحديد  $d_b$  و  $f_y$  على أساس التسليح الطولي للجدار.

(ج) في حالة نمذجة المكونات الانشائية باستخدام اللدونة المقطوعة (المفصل المركز) أو نماذج اللدونة الموزعة (ألياف)، يُسمح بأن تكون  $D_u$  بالتوافق مع **ACI 369.1M** أو كما هو مثبت بواسطة الاختبارات المعملية.

## COMMENTARY

## التعليق

## RA.10—Acceptance criteria for deformation controlled actions

## RA.10 - معايير القبول للإجراءات المتحكم فيها التشوه

**RA.10.1** These acceptance criteria are consistent with the component acceptance criteria in **TBI (2017)**, which are different from those in **ASCE/SEI 7** and **LATBSDC (2017)**. More detailed discussion regarding the differences of evaluation approaches of deformation-controlled actions in **ASCE/SEI 7** and **TBI (2017)** are provided in **TBI (2017)**.

**RA.10.1** تتوافق معايير القبول مع معايير قبول المكونات في **TBI (2017)**، والتي تختلف عن تلك الموجودة في **ASCE / SEI 7** و **LATBSDC (2017)**. يتم توفير مناقشة أكثر تفصيلاً بشأن اختلافات مناهج التقييم للإجراءات التي يتم التحكم فيها بالتشوه في **ASCE / SEI 7** و **TBI (2017)** في **TBI (2017)**.

**RA.10.2** Ultimate deformation capacity,  $D_u$ , is typically obtained from statistical analysis of the available test data and can be closely related to Collapse Prevention Acceptance Criteria in **ACI 369.1M** and **ASCE/SEI 41**.  $D_u$  is based on the deformation where substantial loss of gravity load carrying capacity occurs or, if tests do not progress to this deformation, the limiting deformation for which testing was performed. An example of  $D_u$  in the hysteresis curve of an analysis model is shown in Fig. RA.10.2. The Collapse Prevention Acceptance Criteria in **ACI 369.1M** and **ASCE/SEI 41** are typically less than mean experimental values due to scatter in data sets used to develop these criteria. The **ASCE/SEI 41** approach also evaluates deformation as the mean of the maximum absolute response from each response history analysis. Appendix A, however, evaluates deformation as the maximum of any of the response history analyses. Hysteresis behavior of the structural component simulated using fiber material models should be evaluated and adjusted using experimental data for the range of deformation demands and behaviors simulated in the analyses. **ACI 374.3R** and **ACI 369.1M** provide nonlinear modeling parameters that can be the basis for hysteresis shape based on experimental data. Figure RA.10.2 shows a hysteresis curve generated using adjusted fiber material models based on such nonlinear modeling parameters to simulate the component behavior observed in laboratory tests. If  $D_u$  is defined by average strain, the length over which strain is defined in the analysis should be consistent with the length over which strain limits are established from experi

**RA.10.2** يتم الحصول على سعة التشوه القصوى، بشكل نموذجي من التحليل الإحصائي لبيانات الاختبار المتاحة ويمكن أن ترتبط ارتباطاً وثيقاً بمعايير قبول منع الانهيار في **ACI 369.1M** و **ASCE / SEI 41**. يعتمد  $D_u$  على التشوه حيث يتم الفقد كبير تحدث سعة تحمل الحمل الرأسي، أو إذا لم تتقدم الاختبارات إلى هذا التشوه، فإن التشوه المحدد الذي تم إجراء الاختبار من أجله. يوضح الشكل RA.10.2 مثالاً على  $D_u$  في منحنى التباطؤ لنموذج تحليلي. عادة ما تكون معايير قبول منع الانهيار في **ACI 369.1M** و **ASCE / SEI 41** أقل من متوسط القيم التجريبية بسبب الانتشار في مجموعات البيانات المستخدمة لتطوير هذه المعايير. كما يقوم نهج **ASCE / SEI 41** بتقييم التشوه كمتوسط أقصى استجابة مطلقة من كل تحليل لسجل الاستجابة.

ومع ذلك ، يقوم الملحق A بتقييم التشوه باعتباره الحد الأقصى لأي من تحليلات تاريخ الاستجابة. يجب تقييم سلوك التباطؤ للمكون الانشائي الذي تمت محاكاته باستخدام نماذج مادة الألياف وتعديله باستخدام البيانات التجريبية لمجموعة من متطلبات التشوه والسلوكيات التي تمت محاكاتها في التحليلات. يوفر ACI 374.3R و ACI 369.1M معلمات نمذجة غير خطية يمكن أن تكون أساساً لشكل التباطؤ بناءً على البيانات التجريبية. يوضح الشكل RA.10.2 منحنى التباطؤ المتولد باستخدام نماذج مواد الألياف المعدلة بناءً على متغيرات النمذجة الغير خطية لمحاكاة سلوك المكون الذي لوحظ في الاختبارات المعملية. إذا تم تعريف  $D_u$  بمتوسط الانفعال ، فيجب أن يكون الطول الذي يتم تحديد الانفعال في التحليل متوافقاً مع طول حدود الانفعال التي تم تحديدها من التجربة.

mental data or are specified in documents such as [ASCE/SEI 41](#), [ACI 369.1M](#), TBI, or LATBSDC. Sufficient number of fibers along the cross section should be used to allow the strain values at fiber centerlines to be extrapolated to locations where strain values are calculated to compare with strain limits, such as, at the extreme edge of the wall compression zone. For structural walls or coupling beams modeled using fiber elements, deformation acceptance criteria can be represented in either a strain or member deformation basis. The strain results can be obtained directly from the fiber model. The member deformation results, such as plastic hinge rotation, story drift, or chord rotation, can be obtained by aggregated deformation over a group of fiber elements representing the member. Plastic hinge length Eq. (A.10.2a) and (A.10.2b) for walls are from [Paulay and Priestley \(1992\)](#). An example of acceptance criteria for strain limits is provided in [TBI \(2017\)](#). The unconfined concrete model includes a peak stress at a compressive strain of 0.002, with a descending backbone to 50 percent of the peak stress value at a compressive strain of 0.003 (the ultimate deformation capacity,  $D_u$ ). The confined concrete model, used where confinement meeting the requirements of [18.10.6.4\(e\)](#) and (f) are provided, includes a peak stress at a compressive strain 0.008, with a descending backbone to 80 percent of the peak stress value at a compressive strain of 0.015 (the ultimate deformation capacity,  $D_u$ ). The longitudinal reinforcement tensile strain limit of 0.05 (the ultimate deformation capacity,  $D_u$ ) is based on tensile rupture with consideration of low-cycle fatigue effects, which is corroborated by [Segura and Wallace \(2018\)](#). Additional references for ultimate deformation capacity, such as ACI 369.1M, TBI (2017), and [LATBSDC \(2017\)](#), may be used subject to approval of the independent structural design review.

البيانات المعقولة أو المحددة في وثائق مثل ACI أو ASCE / SEI 41 أو TBI أو 369.1M LATBDC. يجب استخدام عدد كافٍ من الألياف على طول المقطع العرضي للسماح باستكمال قيم الانفعال في خطوط الألياف المركزية إلى المواقع حيث يتم حساب قيم الانفعال للمقارنة مع حدود الانفعال ، مثلاً ، عند الحافة القصوى لمنطقة ضغط الجدار. بالنسبة للجدران الانشائية أو كمرات الازدواج النمذجة باستخدام عناصر الألياف ، يمكن تمثيل معايير قبول التشوه إما على أساس الانفعال أو تشوه العناصر. يمكن الحصول على نتائج الانفعال مباشرة من نموذج الألياف. يمكن الحصول على نتائج تشوه العناصر ، مثل دوران المفصل اللدن ، الإزاحة الطابقية ، أو دوران العصب ، عن طريق التشوه المجمع على مجموعة من عناصر الألياف التي تمثل العنصر. طول المفصل اللدن (A.10.2a) و (A.10.2b) للجدران من بولاي وبريستلي (1992). يتم تقديم مثال لمعايير القبول لحدود الانفعال في (TBI 2017) يشتمل النموذج الخرساني الغير محصور على أجهاد الذروة عند أنفعال الضغط تبلغ 0.002 ، مع تقلص تنازلي إلى 50 في المائة من قيمة أجهاد الذروة عند أنفعال الضغط تبلغ 0.003 (السعة القصوى للتشوه ، Du). يتضمن النموذج الخرساني المحصور ، المستخدم في الحالات التي يفي فيها الحصر بمتطلبات 18.10.6.4 (هـ) و (و) ، أجهاد الذروة عند أنفعال الضغط 0.008 ، مع تقلص تنازلي إلى 80 في المائة من قيمة أجهاد الذروة عند انفعال الضغط 0.015 (سعة التشوه النهائية ، Du). يعتمد حد انفعال الشد للتسليح الطولي البالغ 0.05 (السعة القصوى للتشوه ، Du) على تمزق الشد مع الأخذ في الاعتبار تأثيرات أجهاد الفتل منخفضة الدورة ، والتي يدعمها Segura و Wallace (2018). استخدام مراجع إضافية لسعة التشوه القصوى ، مثل ACI 369.1M و TBI (2017) و LATBDC (2017) ، رهناً بموافقة مراجعة التصميم الانشائي المستقل.

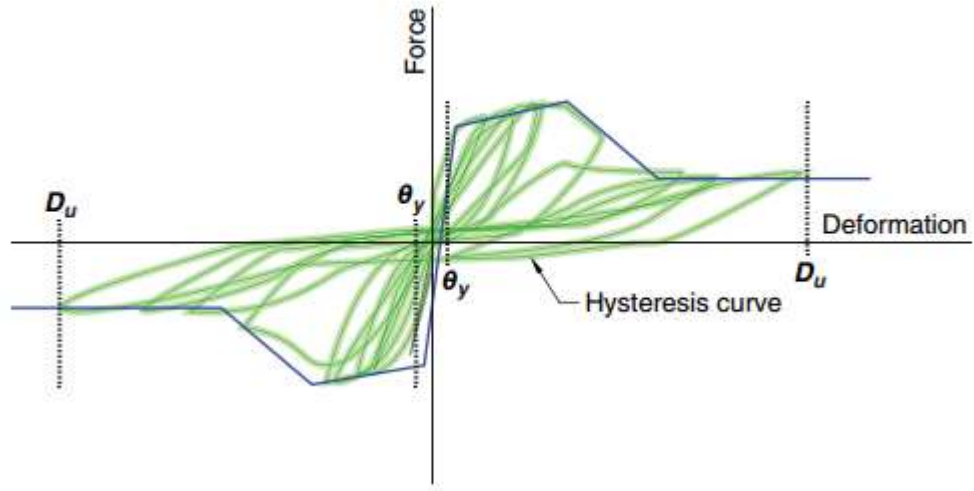


Fig. RA.10.2—D in response hysteresis from an analysis model.

الشكل 10.2 - D في التباطؤ في الاستجابة من نموذج التحليل.

**A.11—Expected strength for force-controlled actions**

**A.11 - المقاومة المتوقعة للأفعال التي تسيطر عليها القوة**

**A.11.1** Force-controlled actions shall be evaluated in accordance with the general building code, with expected strength taken as  $\phi_s BR_n$ .

**A.11.1** يجب تقييم الإجراءات التي تتحكم فيها القوة وفقاً لكود البناء العام ، مع اعتبار المقاومة المتوقعة على أنها  $\phi_s BR_n$ .

**A.11.2**  $\phi_s$  shall be in accordance with Table A.11.2, with  $\phi$  determined in accordance with Chapter 21, except that 21.2.4.1 shall not apply.

**A.11.2** يجب أن تكون  $\phi_s$  متوافقة مع الجدول A.11.2 ، مع  $\phi$  المحددة وفقاً للفصل 21 ، فيما عدا 21.2.4.1 لا تنطبق.

**Table A.11.2—Seismic resistance factor**

الجدول A.11.2 معامل مقاومة الزلازل

Force-controlled action	$\phi_s$
Critical	$\phi$
Ordinary	$\phi/0.9 \leq 1.0$
Noncritical	$\phi/0.85 \leq 1.0$

**A.11.3** Bias factor,  $B$ , shall be taken as 1.0. Alternatively, it shall be permitted to calculate  $B$  using Eq. (A.11.3):

**A.11.3** يعتبر معامل التحيز "ب" 1.0. وبدلاً من ذلك ، يُسمح بحساب  $B$  باستخدام المعادلة. (البند: A.11.3)

$$B = 0.9R_{ne}/R_n \geq 1.0 \quad (A.11.3)$$

**A.11.3.1** Nominal strength,  $R_n$ , shall be in accordance with Chapter 18, 22, or 23.

**A.11.3.1** يجب أن تكون المقاومة الاسمية  $R_n$  مطابقة للفصول 18 أو 22 أو 23.

**RA.11—Expected strength for force-controlled actions**

**RA.11 - المقاومة المتوقعة للأفعال التي تسيطر عليها القوة**

**RA.11.1** Currently, strength reduction factors,  $\phi$ , are not specifically calibrated to the seismic reliability targets specified in ASCE/SEI 7. Rather, these strength reduction factors are calibrated to the target reliabilities for other loads (ASCE/SEI 7-16 Table 1.3-1). The bias factor,  $B$ , is provided to adjust the resistance factors specified by the materials standards to the seismic target reliabilities, considering the inherent bias in the nominal strength equations contained in the materials standards. This bias is a function of both the ratio of expected material strength to minimum specified strength and also inherent conservatism in the predictive equations specified by the materials standards.

**RA.11.1** حالياً ، لا يتم معايرة معاملات تخفيض المقاومة ، على وجه التحديد إلى أهداف الموثوقية الزلزالية المحددة في ASCE / SEI 7. وبدلاً من ذلك ، تتم معايرة معاملات تخفيض المقاومة هذه إلى اعتمادات الهدف للأحمال الأخرى (ASCE / SEI 7-16 Table 1.3-1). يتم توفير معامل التحيز ،  $B$  ، لضبط معاملات المقاومة المحددة في معايير المواد لموثوقية الهدف الزلزالي ، مع مراعاة التحيز المتضمن في معادلات المقاومة الاسمية الواردة في معايير المواد. هذا التحيز هو دالة لكل من نسبة مقاومة المواد المتوقعة إلى الحد الأدنى من المقاومة المحددة وكذلك التحفظ المتضمن في المعادلات التنبؤية التي تحددها معايير المواد.

**RA.11.2** For ordinary and noncritical actions, the resistance factors are relaxed in order to accept a higher probability of failure. More detailed discussion regarding the differences of evaluation approaches of force-controlled actions in ASCE/SEI 7, TBI (2017), and LATBSDC (2017) are provided in TBI (2017) and LATBSDC (2017). Additional background on this approach is provided in Wallace et al. (2013) and Kim and Wallace (2017).

**RA.11.2** بالنسبة إلى الإجراءات العادية والغير حرجية ، يتم تخفيف معاملات المقاومة من أجل قبول احتمال أعلى للإتهيار. يتم توفير مناقشة أكثر تفصيلاً بشأن اختلافات مناهج التقييم للإجراءات التي تسيطر عليها القوة في ASCE / SEI 7 و TBI (2017) و LATBSDC (2017) في TBI (2017) و LATBSDC (2017). يتم توفير خلفية إضافية عن هذا النهج في والاس وآخرون. (2013) و Kim and Wallace (2017).

**A.11.3.2** The expected strength,  $R_{ne}$ , is permitted to be defined in accordance with the nominal strength provisions of Chapters 18, 22, or 23, with  $f_{ce}'$  substituted for  $f_c'$  and  $f_{ye}$  substituted for  $f_y$  or  $f_{yt}$ , except as provided in A.11.3.2.1 and A.11.3.2.2.

**A.11.3.2** يُسمح بتعريف المقاومة المتوقعة ،  $R_{ne}$  ، وفقاً لأحكام المقاومة الاسمية في الفصول 18 أو 22 أو 23 ، مع استبدال  $f_{ce}'$  لـ  $f_c'$  و  $f_{ye}$  بدلاً من  $f_y$  أو  $f_{yt}$  ، باستثناء ما هو منصوص عليه في A.11.3.2.1 و A.11.3.2.2.

**A.11.3.2.1** For structural walls where  $h_w/\ell_w \geq 2$  meeting (a) through (d), the requirements of A.11.3.2.1.1 and A.11.3.2.1.2 shall apply.  
(a) Wall is modeled with fiber elements in accordance with A.10.2(b)  
(b) Strains calculated as the mean of the maximum demand from a suite of response history analyses  
(c) Calculated concrete compressive strain  $< 0.005$   
(d) Calculated longitudinal tensile strain  $< 0.01$

**A.11.3.2.1** بالنسبة للجدران الإنشائية حيث  $h_w/\ell_w \geq 2$  تستوفي (أ) من خلال (د)، تنطبق متطلبات A.11.3.2.1.1 و A.11.3.2.1.2.  
(أ) الجدار تم نمذجته مع عناصر الألياف وفقاً لـ A.10.2(b)  
(ب) الانفعالات المحسوبة كمتوسط للطلب الأقصى من مجموعة من تحليلات تاريخ الاستجابة  
(ج) انفعال الضغط الخرساني محسوب - 0.005  
(د) انفعال الشد الطولي المحسوب - 0.01

#### A.11.3.2.1.1

$$V_{ne} = 1.5A_{cv}(0.17\lambda\sqrt{f_{ce}'} + \rho_t f_{ye})$$

**A.11.3.2.1.2** For all vertical wall segments sharing a common lateral force,  $V_{ne}$  shall not be taken greater than  $1.0A_{cv}f_{ce}2$ . For any individual vertical wall segments,  $V_{ne}$  shall not be taken greater than  $1.25A_{cv}f_{ce}2$ .

**A.11.3.2.1.2** بالنسبة لجميع أجزاء الجدار الرأسية التي تشترك في قوة جانبية مشتركة ، لا يجب أن تؤخذ  $V_{ne}$  أكبر من 1.0 .  $A_{cv}f_{ce}'$  بالنسبة لأجزاء الجدار الرأسية الفردية ، لا يجب أن تؤخذ  $V_{ne}$  أكبر من 1.25  $A_{cv}f_{ce}'$  .

**A.11.3.2.2** For structural wall panel zones,  $V_{ne}$  shall be calculated in accordance with A.11.3. 2.1(a).  $V_{ne}$  shall not be taken greater than  $2.1A_{cv}f_{ce}2$ .

**A.11.3.2.2** بالنسبة لمناطق بلاطة الجدران الإنشائية ، يتم حساب  $V_{ne}$  وفقاً للمواصفة (A.11.3. 2.1 أ). لا تؤخذ  $V_{ne}$  أكبر من 2.1  $A_{cv}f_{ce}2$ .

**RA.11.3.2.1** The shear strength determined from these provisions is applicable only to walls with relatively low flexural ductility demands (Wallace 2013; LATBSDC 2017)

**RA.11.3.2.1** تنطبق مقاومة القص المحددة من هذه الأحكام فقط على الجدران التي تتطلب متطلبات ليونة الانحناء منخفضة نسبياً (Wallace 2013; LATBSDC 2017)



### A.12—Enhanced detailing requirements

**A.12.1** If the mean maximum deformation from the set of response history analyses exceeds  $0.5D_u$  of confined concrete, members shall be subject to the added detailing requirements of this section.

#### A.12 - متطلبات تفصيلية محسنة

**A.12.1** إذا تجاوز متوسط الحد الأقصى للتشوه من مجموعة تحليلات تاريخ الاستجابة  $0.5 D_u$  للخرسانة المحصورة، يجب أن تخضع العناصر لمتطلبات التفاصيل المضافة في هذا القسم.

### A.12.2 Special moment frames

**A.12.2.1** For beams of special moment frames, the spacing of transversely supported flexural reinforcing bars as required by **18.6.4.2** shall not exceed 200 mm.

#### A.12.2 إطارات العزوم الخاصة

**A.12.2.1** بالنسبة لكمرات إطارات العزم الخاصة، يجب ألا يتجاوز التباعد بين أسياخ تسليح الاتحناء المدعومة بشكل عرضي كما هو مطلوب في **18.6.4.2** 200 مم.

**A.12.2.2** The sum of the column strengths at any joint as required by **18.7.3.2** shall be at least 1.4 times the sum of the beam strengths at the joint.

**A.12.2.2** يجب أن يكون مجموع مقاومة العمود في أي مفصل كما هو مطلوب في **18.7.3.2** 1.4 مرة على الأقل من مجموع مقاومة الكمرة في المفصل.

**A.12.2.3** For tied columns of special moment frames, every longitudinal bar shall have lateral support by a corner of a hoop or a seismic hook as required in **18.7.5.2(f)** regardless of axial load or concrete strength.

**A.12.2.3** للأعمدة المربوطة لإطارات العزم الخاصة، يجب أن يكون لكل سيخ طولي دعم جانبي بزاوية من طوق أو خطاف زلزالي كما هو مطلوب في **18.7.5.2 (و)** بغض النظر عن الحمل المحوري أو مقاومة الخرسانة.

### RA.12—Enhanced detailing requirements

**RA.12.1** The requirements for earthquake-resisting systems and detailing have been developed over many years using actual earthquake damage observations, research, and engineering judgment. These requirements are codified in **ASCE/SEI 7**, **IBC**, and **ACI 318**. In recent years, enhanced computational abilities allow engineers to model and calculate seismic response in great detail. Designs that exceed the prescriptive limits of the general building code are sometimes prepared, verified, and justified. In some instances, these new designs have not been tested in strong ground shaking, and there is some concern that these designs may be extrapolating beyond the collective knowledge. Therefore, these enhanced details are provided to improve inelastic response ductility and are appropriate when using Appendix A for designs beyond prescriptive code limits.

#### RA.12 - متطلبات تفصيلية محسنة

**RA.12.1** تم تطوير متطلبات أنظمة مقاومة الزلازل والتفاصيل على مدى سنوات عديدة باستخدام الملاحظات الفعلية لأضرار الزلازل، والبحوث، والحكم الهندسي. يتم تدوين هذه المتطلبات في **ASCE / SEI 7** و **IBC** و **ACI 318**. في السنوات الأخيرة، تسمح القدرات الحسابية المحسنة للمهندسين بنمذجة وحساب الاستجابة الزلزالية بتفصيل كبير. في بعض الأحيان يتم إعداد التصميمات التي تتجاوز الحدود الإلزامية لكود البناء العام والتحقق منها وتبريرها. في بعض الحالات، لم يتم اختبار هذه التصميمات الجديدة في اهتزاز أرضي قوي، وهناك بعض القلق من أن هذه التصميمات قد تستقر إلى ما وراء المعرفة الجماعية. لذلك، يتم توفير هذه التفاصيل المحسنة لتحسين ليونة الاستجابة الغير مرنة وهي مناسبة عند استخدام الملحق **A** للتصميمات التي تتجاوز حدود الكود الإلزامية.

### RA.12.2 Special moment frames

**RA.12.2.3** This code has allowed crossties in compression members with a seismic hook at only one end and with crossties alternated recognizing their ease in construction. However, recent earthquakes and research tests have shown that 90-degree hooks do not always provide adequate support (**Moehle and Cavanagh 1985**).

#### RA.12.2 إطارات العزوم الخاصة

**RA.12.2.3** لقد سمح هذا الكود بالروابط المتقاطعة بين عناصر الضغط باستخدام خطاف زلزالي عند طرف واحد فقط، وبتبادل الروابط المتقاطعة مع الاعتراف بسهولة في البناء. ومع ذلك، فقد أظهرت الزلازل الأخيرة واختبارات البحث أن خطافات 90 درجة لا توفر دائمًا الدعم الكافي (**Moehle and Cavanagh 1985**).

## CODE

### الكود

## COMMENTARY

### التعليق

**A.12.2.4** When deformations of beams of special moment frames exceed  $0.5D_u$ , the column dimension parallel to the beam longitudinal reinforcement required in **18.8.2.3** shall be increased by 20 percent.

**A.12.2.4** عندما تتجاوز تشوهات الكمرات في أطارات العزوم الخاصة  $0.5D_u$ ، يجب زيادة بُعد العمود الموازي للتسليح الطولي للكمرات المطلوبة في **18.8.2.3** بنسبة 20 بالمائة.

### **A.12.3 Special structural walls**

**A.12.3.1** Boundary elements shall be provided in accordance with **18.10.6** with transverse reinforcement conforming with **A.12.2.3**.

### **A.12.3 Special structural walls**

**A.12.3** الجدران الإنشائية الخاصة

**A.12.3** الجدران الإنشائية الخاصة  
**A.12.3.1** يجب توفير عناصر الحدود طبقاً للمواصفة **18.10.6** مع تسليح عرضي مطابق لـ **A.12.2.3**.

**A.12.3.2** If boundary elements are required, splices of shear reinforcement shall be made with mechanical or welded splices, or lap splices enclosed in transverse reinforcement spaced at the smaller of  $6d_b$  of the spliced bars or 150 mm.

**A.12.3.2** إذا كانت العناصر الحدودية مطلوبة ، فيجب أن تصنع توصيلات تسليح القص مع التوصيلات الميكانيكية أو الملحومة ، أو توصيلات التداخل المتقاربة في التسليح العرضي المتباعد عند أصغر  $6d_b$  للأسياخ الموصلة أو 150 مم.

**A.12.3.3** If the floor or roof slab is shown by analysis to undergo inelastic response at a slab-wall connection, the slab flexural reinforcement shall be extended through the slab wall joint and anchored for structural integrity.

**A.12.3.3** إذا تم عرض بلاطة الأرضية أو السقف بالتحليل للخضوع لاستجابة غير مرنة عند وصلة بلاطة الجدار، يتم تمديد تسليح الانحناء للبلاطة من خلال وصلة بلاطة الجدار وتثبيتها من أجل التكامل الإنشائي.

**RA.12.3.3** Analysis of tall buildings with structural core wall systems have shown inelastic response in slabs at their connection to core walls. Integrity of this connection is critical to the overall performance of the structure. Enhanced details, which include properly anchored or continuous reinforcement and post-tensioning tendons, providing additional integrity are required.

**RA.12.3.3** أظهر تحليل المباني العالية مع أنظمة جدران الكور الإنشائية استجابة غير مرنة في البلاطات عند اتصالها بجدران الكور. تكامل هذا الاتصال أمر بالغ الأهمية للأداء العام للمنشأ. التفاصيل المحسنة ، والتي تشمل التسليح المثبت أو المستمر والكابلات لاحقة الشد ، مطلوب تكامل إضافي متوفر.

**A.12.3.4** If shear force exceeds  $0.33A_{cv}\lambda f_2$ , enhanced construction joint detailing shall be provided with thorough roughening of concrete, intermittent shear keys in the concrete, or both, to reduce the possibility of slip along the construction joint.

**A.12.3.4** إذا تجاوزت قوة القص  $0.33A_{cv}\lambda f_2$ ، فيجب تزويد تفاصيل فاصل البناء المعزز بتخشين دقيق لمفاتيح القص الخرسانية المتقطعة في الخرسانة أو كليهما لتقليل إمكانية الانزلاق على طول فاصل البناء.

**RA.12.3.4** Sliding at horizontal construction joints of walls has been observed in earthquakes and in laboratory testing of structural walls. Enhanced detailing is required in regions of high shear to minimize slip or sliding at construction joints.

**RA.12.3.4** لوحظ انزلاق في فواصل البناء الأفقية للجدران في الزلازل وفي الاختبارات المعملية للجدران الإنشائية. التفاصيل المحسنة مطلوبة في مناطق القص العالي لتقليل الانزلاق أو الانزلاق في فواصل البناء.

### A.13—Independent structural design review

**A.13.1** The analysis and design shall be reviewed by an independent structural design reviewer. The independent structural design reviewer shall act under the direction of the building official.

#### A.13 - مراجعة التصميم الإنشائي المستقل

**A.13.1** يجب مراجعة التحليل والتصميم من قبل مراجع تصميم إنشائي مستقل. يجب أن يعمل مراجع التصميم الإنشائي المستقل تحت إشراف مسؤول المبنى.

**A.13.2** The independent structural design review shall be performed by one or more individuals acceptable to the building official and possessing knowledge of (a) through (d):  
(a) Selection and scaling of ground motions for use in nonlinear response history analysis.  
(b) Behavior of structural systems of the type under consideration when subjected to earthquake loading.  
(c) Analytical structural modeling for use in nonlinear response history analysis, including use of physical tests in the creation and calibration of the structural analysis models, and knowledge of soil-structure interaction if used in the analysis or in the development of ground motions.  
(d) The requirements of Appendix A as they pertain to design of the type of structure under consideration.

**A.13.2** يتم إجراء مراجعة التصميم الإنشائي المستقل من قبل فرد واحد أو أكثر مقبولاً من مسؤول البناء ويمتلك المعرفة من (أ) إلى (د):  
(أ) اختيار وقياس حركات الأرض لاستخدامها في تحليل تاريخ الاستجابة الغير خطية.  
(ب) سلوك النظم الإنشائية من النوع قيد النظر عند تعرضها لتحميل الزلازل.  
(ج) النمذجة الإنشائية التحليلية للاستخدام في تحليل تاريخ الاستجابة الغير خطية ، بما في ذلك استخدام الاختبارات الفيزيائية في إنشاء ومعايرة نماذج التحليل الإنشائي ، ومعرفة التفاعل بين التربة - المنشأ إذا تم استخدامها في التحليل أو في تطوير الحركات الأرضية.  
(د) متطلبات الملحق " A " لأنها تتعلق بتصميم نوع المنشأ قيد النظر.

**A.13.3** The scope of the independent structural design review shall be approved by the building official and shall include a minimum of (a) through (h):

**A.13.3** يجب الموافقة على مدى مراجعة التصميم الإنشائي المستقل من قبل مسؤول البناء ، ويجب أن يتضمن الحد الأدنى من (أ) حتى (ح):

### A.13—Independent structural design review

**RA.13.1** The independent structural design reviewer provides an independent, objective, technical review of those aspects of the structural design of the building that relate to earthquake performance and advises the building official whether the design meets the acceptance criteria and the expected building performance. Review by the independent structural design reviewer is not intended to replace quality assurance measures ordinarily exercised by the licensed design professional. Responsibility for the structural design remains solely with the licensed design professional in responsible charge of the structural design.

#### A.13 - مراجعة التصميم الإنشائي المستقل

**RA.13.1** يقدم مراجع التصميم الإنشائي المستقل مراجعة فنية مستقلة وموضوعية لتلك الجوانب من التصميم الإنشائي للمبنى الذي يتعلق بأداء الزلازل ويقدم المشورة إلى مسؤول البناء فيما إذا كان التصميم يستوفي معايير القبول وأداء المبنى المتوقع. لا تهدف المراجعة من قبل مراجع التصميم الإنشائي المستقل إلى استبدال قياسات ضمان الجودة التي يمارسها عادةً محترف التصميم المرخص. المسؤولية عن التصميم الإنشائي تبقى فقط مع محترف التصميم المرخص المسؤول عن التصميم الإنشائي.

**RA.13.2** On many projects, independent structural design review may be provided by a review team approved by the building official. Each member of the review team may possess specialized knowledge and expertise, and jointly meet the requirements of A.13.2. An independent structural design reviewer should not have conflicts of interest with respect to the project and should not be part of the design team for the project.

**RA.13.2** في العديد من المشاريع ، يمكن تقديم مراجعة التصميم الإنشائي المستقل من قبل فريق المراجعة المعتمد من مسؤول البناء. قد يمتلك كل عضو في فريق المراجعة المعرفة والخبرة المتخصصة ، ويلبي متطلبات A.13.2 معاً. يجب ألا يكون لمراجع التصميم الإنشائي المستقل أية اهتمامات تتعلق بالمشروع ولا ينبغي أن يكون جزءاً من فريق التصميم للمشروع.

**RA.13.3** The scope of the independent structural design review should be clearly defined and acceptable to the building official.

**RA.13.3** يجب تحديد مدى مراجعة التصميم الإنشائي المستقل بشكل واضح والقبول لمسؤول البناء.

- (a) Basis of design document, including the earthquake performance objectives, the overall earthquake resistant design methodology, and acceptance criteria
- (b) Proposed structural system
- (c) Earthquake hazard determination, and selection and modification of earthquake ground motions
- (d) Modeling approaches for components
- (e) Structural analysis model, including soil-structure interaction as applicable, and verification that the structural analysis model adequately represents the properties of the structural system
- (f) Review of structural analysis results and determination of whether calculated response meets approved acceptance criteria
- (g) Design and detailing of structural components
- (h) Drawings, specifications, and quality control/quality assurance and inspection provisions in the design documents

- (أ) أساس وثيقة التصميم، بما في ذلك أهداف أداء الزلازل، والمنهجية العامة للتصميم المقاوم للزلازل، ومعايير القبول
- (ب) النظام الإنشائي المقترح
- (ج) تحديد مخاطر الزلازل واختيار وتعديل حركات الزلازل الأرضية
- (د) مناهج النمذجة للعناصر
- (هـ) نموذج التحليل الإنشائي، بما في ذلك التفاعل بين التربة والمنشأ حسب الحاجة للتطبيق، والتحقق من أن نموذج التحليل الإنشائي يمثل على نحو كاف لخصائص النظام الإنشائي
- (و) استعراض نتائج التحليل الإنشائي وتحديد ما إذا كانت الاستجابة المحسوبة تفي بمعايير القبول المعتمدة
- (ز) تصميم المكونات الإنشائية وتفصيلها
- (ح) الرسومات والمواصفات ومراقبة الجودة/ضمان الجودة وأحكام الفحص في وثائق التصميم

**A.13.4** The independent structural design review shall be documented as follows:

- (a) The independent structural design reviewer shall issue comments and questions to the licensed design professional.
- (b) The licensed design professional shall provide written responses to the independent structural design reviewer.
- (c) The independent structural design reviewer shall summarize the review in a letter addressed to the building official that shall include a log of all questions or comments and responses. Any items that lack resolution or consensus shall be clearly explained with reasons for lack of agreement.

**A.13.4** توثق مراجعة التصميم الإنشائي المستقل على النحو التالي:

- (أ) يصدر مراجع التصميم الإنشائي المستقل تعليقات وأسئلة إلى محترف التصميم المرخص.
- (ب) يقدم محترف التصميم المرخص ردوداً خطية على مراجع التصميم الإنشائي المستقل.
- (ج) يلخص مراجع التصميم الإنشائي المستقل المراجعة في رسالة موجهة إلى مسؤول البناء تتضمن قائمة بجميع الأسئلة أو التعليقات والردود. وأي بنود تفتقر إلى الحل أو توافق الآراء يجب أن تُفسَّر بوضوح بأسباب عدم التوصل إلى اتفاق.

**RA.13.4** A statement of agreement with the design should be provided. However, there may be occasions where complete agreement between the independent structural design reviewer and the licensed design professional cannot be reached. These items should be documented in the summary review letter.

**RA.13.4** ينبغي تقديم بيان اتفاق مع التصميم. ومع ذلك، قد تكون هناك مناسبات لا يمكن فيها التوصل إلى اتفاق كامل بين مراجع التصميم الإنشائي المستقل ومحترف التصميم المرخص. يجب توثيق هذه البنود في رسالة المراجعة الموجزة.

## APPENDIX B—STEEL REINFORCEMENT INFORMATION

### الملحق ب - معلومات حديد التسليح

As an aid to users of the ACI Building Code, information on sizes, areas, and masses of various steel reinforcement is presented.

كمساعدة لمستخدمي كود البناء ACI ، يتم تقديم معلومات عن الأحجام والمساحات والكتل لمختلف حديد التسليح.

### ASTM STANDARD REINFORCING BARS

### أسياخ حديد التسليح القياسية ASTM

Bar size, no.*	Nominal diameter, mm	Nominal area, mm <sup>2</sup>	Nominal mass, kg/m
10	9.5	71	0.560
13	12.7	129	0.994
16	15.9	199	1.552
19	19.1	284	2.235
22	22.2	387	3.042
25	25.4	510	3.973
29	28.7	645	5.060
32	32.3	819	6.404
36	35.8	1006	7.907
43	43.0	1452	11.38
57	57.3	2581	20.24

\*Bar numbers approximate the number of millimeters of the nominal diameter of the bar.

\*أرقام السليخ يقرب العدد للمليمترات من القطر الاسمي للسليخ.

## ASTM STANDARD PRESTRESSING STRANDS, WIRES, AND BARS

### معايير ASTM للخيط والأسلاك والاسياخ مسبقة الاجهاد

Type*	Nominal diameter, mm	Nominal area, mm <sup>2</sup>	Nominal mass, kg/m
Seven-wire strand (Grade 1725)	6.4	23	0.182
	7.9	37	0.294
	9.5	52	0.405
	11.1	69.7	0.548
	12.7	92.9	0.730
	15.2	139	1.090
Seven-wire strand (Grade 1860)	9.53	55	0.430
	11.1	74.2	0.580
	12.7	98.7	0.780
	13.2	108	0.840
	14.3	124	0.970
	15.2	140	1.100
	15.7	150	1.200
	17.8	190	1.500
Prestressing wire	4.88	18.7	0.146
	4.98	19.5	0.149
	6.35	31.7	0.253
	7.01	38.6	0.298
Prestressing bars (Type I, plain)	19	284	2.23
	22	387	3.04
	25	503	3.97
	29	639	5.03
	32	794	6.21
	35	955	7.52
Prestressing bars (Type II, deformed)	15	181	1.46
	20	271	2.22
	26	548	4.48
	32	806	6.54
	36	1019	8.28
	46	1664	13.54
	65	3331	21.10
	75	4419	35.85

\*Availability of some tendon sizes should be investigated in advance.

\*يجب التحقق من توفر بعض أحجام الكابلات مسبقاً.



## ASTM STANDARD WIRE REINFORCEMENT

معايير ASTM لتسليح السلك

MW & MD size		Nominal diameter, mm	Nominal mass, kg/m	Area, mm <sup>2</sup> /m of width for various spacings						
				Center-to-center spacing, mm						
				50	75	100	150	200	250	300
MW200	MD200	16.0	1.57	4000	2700	2000	1300	1000	800	670
MW130	MD130	12.9	1.02	2600	1700	1300	870	650	520	430
MW120	MD120	12.4	0.942	2400	1600	1200	800	600	480	400
MW100	MD100	11.3	0.785	2000	1300	1000	670	500	400	330
MW90	MD90	10.7	0.706	1800	1200	900	600	450	360	300
MW80	MD80	10.1	0.628	1600	1100	800	530	400	320	270
MW70	MD70	9.4	0.549	1400	930	700	470	350	280	230
MW65	MD65	9.10	0.510	1300	870	650	430	325	260	220
MW60	MD60	8.7	0.471	1200	800	600	400	300	240	200
MW55	MD55	8.37	0.432	1100	730	550	370	275	220	180
MW50	MD50	8.0	0.392	1000	670	500	330	250	200	170
MW45	MD45	7.57	0.353	900	600	450	300	225	180	150
MW40	MD40	7.1	0.314	800	530	400	270	200	160	130
MW35	MD35	6.68	0.275	700	470	350	230	175	140	120
MW30	MD30	6.2	0.235	600	400	300	200	150	120	100
MW25	MD25	5.64	0.196	500	330	250	170	125	100	83

## APPENDIX C—EQUIVALENCE BETWEEN SI-METRIC, MKS-METRIC, AND U.S. CUSTOMARY UNITS OF NONHOMOGENOUS EQUATIONS IN THE CODE

الملحق ج - التكافؤ بين SI-METRIC و MKS-METRIC و وحدات الولايات المتحدة للمعادلة الغير متجانسة في الكود

Provision number	SI-metric stress in MPa	mks-metric stress in kgf/cm <sup>2</sup>	U.S. Customary units stress in pounds per square inch (psi)
	1 MPa	10 kgf/cm <sup>2</sup>	145 psi
	$f'_c = 21 \text{ MPa}$	$f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$	$f'_c = 3000 \text{ psi}$
	$f'_c = 28 \text{ MPa}$	$f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$	$f'_c = 4000 \text{ psi}$
	$f'_c = 35 \text{ MPa}$	$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$	$f'_c = 5000 \text{ psi}$
	$f'_c = 40 \text{ MPa}$	$f'_c = 420 \text{ kgf/cm}^2$	$f'_c = 6000 \text{ psi}$
	$f_y = 280 \text{ MPa}$	$f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$	$f_y = 40,000 \text{ psi}$
	$f_y = 420 \text{ MPa}$	$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$	$f_y = 60,000 \text{ psi}$
	$f_y = 550 \text{ MPa}$	$f_y = 5600 \text{ kgf/cm}^2$	$f_y = 80,000 \text{ psi}$
	$f_y = 690 \text{ MPa}$	$f_y = 7000 \text{ kgf/cm}^2$	$f_y = 100,000 \text{ psi}$
	$f_{pu} = 1725 \text{ MPa}$	$f_{pu} = 17,600 \text{ kgf/cm}^2$	$f_{pu} = 250,000 \text{ psi}$
	$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$	$f_{pu} = 19,000 \text{ kgf/cm}^2$	$f_{pu} = 270,000 \text{ psi}$
	$\sqrt{f'_c}$ in MPa	$3.18 \sqrt{f'_c}$ in kgf/cm <sup>2</sup>	$12 \sqrt{f'_c}$ in psi
	$0.313 \sqrt{f'_c}$ in MPa	$\sqrt{f'_c}$ in kgf/cm <sup>2</sup>	$3.77 \sqrt{f'_c}$ in psi
	$0.083 \sqrt{f'_c}$ in MPa	$0.27 \sqrt{f'_c}$ in kgf/cm <sup>2</sup>	$\sqrt{f'_c}$ in psi
	$0.17 \sqrt{f'_c}$ in MPa	$0.53 \sqrt{f'_c}$ in kgf/cm <sup>2</sup>	$2 \sqrt{f'_c}$ in psi
6.6.4.5.4	$M_{2,min} = P_u(1.5 + 0.03h)$	$M_{2,min} = P_u(1.5 + 0.03h)$	$M_{2,min} = P_u(0.6 + 0.03h)$
7.3.1.1.1	$\left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right)$	$\left(0.4 + \frac{f_y}{7000}\right)$	$\left(0.4 + \frac{f_y}{100,000}\right)$
7.3.1.1.2	$(1.65 - 0.0003w_c)$	$(1.65 - 0.0003w_c)$	$(1.65 - 0.0005w_c)$
7.7.3.5(c)	$0.41 \frac{b_x s}{f_y}$	$4.2 \frac{b_x s}{f_y}$	$60 \frac{b_x s}{f_y}$
8.3.1.1	$f_r = 0.41 \sqrt{f'_c}$	$f_r = 1.33 \sqrt{f'_c}$	$f_r = 5 \sqrt{f'_c}$
8.3.1.2(b)	$h = \frac{\ell_x \left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{ps} - 0.2)} \geq 125 \text{ mm}$	$h = \frac{\ell_x \left(0.8 + \frac{f_y}{14,000}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{ps} - 0.2)} \geq 12.5 \text{ cm}$	$h = \frac{\ell_x \left(0.8 + \frac{f_y}{200,000}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{ps} - 0.2)} \geq 5 \text{ in.}$
8.3.1.2(d)	$h = \frac{\ell_x \left(0.8 + \frac{f_y}{1400}\right)}{36 + 9\beta} \geq 90 \text{ mm}$	$h = \frac{\ell_x \left(0.8 + \frac{f_y}{14,000}\right)}{36 + 9\beta} \geq 9 \text{ cm}$	$h = \frac{\ell_x \left(0.8 + \frac{f_y}{200,000}\right)}{36 + 9\beta} \geq 3.5 \text{ in.}$
8.3.4.1	$f_t \leq 0.5 \sqrt{f'_c}$	$f_t \leq 1.6 \sqrt{f'_c}$	$f_t \leq 6 \sqrt{f'_c}$
8.6.2.3	$0.17 \sqrt{f'_c}$ $0.5 \sqrt{f'_c}$	$0.53 \sqrt{f'_c}$ $1.6 \sqrt{f'_c}$	$2 \sqrt{f'_c}$ $6 \sqrt{f'_c}$

Provision number	SI-metric stress in MPa	mks-metric stress in kgf/cm <sup>2</sup>	U.S. Customary units stress in pounds per square inch (psi)
8.7.5.6.3.1(a) and (b)	$A_s = \frac{0.37\sqrt{f'_c}c_2d}{f_y}$ $A_s = \frac{2.1c_2d}{f_y}$	$A_s = \frac{1.2\sqrt{f'_c}c_2d}{f_y}$ $A_s = \frac{21c_2d}{f_y}$	$A_s = \frac{4.5\sqrt{f'_c}c_2d}{f_y}$ $A_s = \frac{300c_2d}{f_y}$
8.7.7.1.2	$\phi 0.5\sqrt{f'_c}$	$\phi 1.6\sqrt{f'_c}$	$\phi 6\sqrt{f'_c}$
9.3.1.1.1	$\left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right)$	$\left(0.4 + \frac{f_y}{7000}\right)$	$\left(0.4 + \frac{f_y}{100,000}\right)$
9.3.1.1.2	$(1.65 - 0.0003w_c)$	$(1.65 - 0.0003w_c)$	$(1.65 - 0.005w_c)$
9.6.1.2(a) and (b)	$\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y}b_wd$ $\frac{1.4}{f_y}b_wd$	$\frac{0.80\sqrt{f'_c}}{f_y}b_wd$ $\frac{14}{f_y}b_wd$	$\frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y}b_wd$ $\frac{200}{f_y}b_wd$
9.6.3.1	$V_u > 0.083\phi\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$	$V_u > 0.27\phi\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$	$V_u > \phi\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$
9.6.3.4	$A_{vmin} \geq 0.062\sqrt{f'_c}\frac{b_ws}{f_y}$ $A_{vmin} \geq 0.35\frac{b_ws}{f_y}$	$A_{vmin} \geq 0.2\sqrt{f'_c}\frac{b_ws}{f_y}$ $A_{vmin} \geq 3.5\frac{b_ws}{f_y}$	$A_{vmin} \geq 0.75\sqrt{f'_c}\frac{b_ws}{f_y}$ $A_{vmin} \geq 50\frac{b_ws}{f_y}$
9.6.4.2(a) and (b)	$(A_v + 2A_t)/s \geq 0.062\sqrt{f'_c}\frac{b_ws}{f_y}$ $(A_v + 2A_t)/s \geq 0.35\frac{b_ws}{f_y}$	$(A_v + 2A_t)/s \geq 0.2\sqrt{f'_c}\frac{b_ws}{f_y}$ $(A_v + 2A_t)/s \geq 3.5\frac{b_ws}{f_y}$	$(A_v + 2A_t)/s \geq 0.75\sqrt{f'_c}\frac{b_ws}{f_y}$ $(A_v + 2A_t)/s \geq 50\frac{b_ws}{f_y}$
9.6.4.3(a) and (b)	$A_{Lmin} \leq \frac{0.42\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right)p_h\frac{f_y}{f_y}$ $A_{Lmin} \leq \frac{0.42\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{0.175b_w}{f_y}\right)p_h\frac{f_y}{f_y}$	$A_{Lmin} \leq \frac{1.33\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right)p_h\frac{f_y}{f_y}$ $A_{Lmin} \leq \frac{1.33\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{1.75b_w}{f_y}\right)p_h\frac{f_y}{f_y}$	$A_{Lmin} \leq \frac{5\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right)p_h\frac{f_y}{f_y}$ $A_{Lmin} \leq \frac{5\sqrt{f'_c}A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{25b_w}{f_y}\right)p_h\frac{f_y}{f_y}$
9.7.3.5(c)	$0.41\frac{b_ws}{f_y}$	$4.2\frac{b_ws}{f_y}$	$60\frac{b_ws}{f_y}$
9.7.6.2.2	$0.33\sqrt{f'_c}b_wd$	$1.1\sqrt{f'_c}b_wd$	$4\sqrt{f'_c}b_wd$
9.9.2.1	$V_u \leq \phi 0.83\sqrt{f'_c}b_wd$	$V_u \leq \phi 2.65\sqrt{f'_c}b_wd$	$V_u \leq \phi 10\sqrt{f'_c}b_wd$
10.6.2.2	$A_{vmin} \geq 0.062\sqrt{f'_c}\frac{b_ws}{f_y}$ $A_{vmin} \geq 0.35\frac{b_ws}{f_y}$	$A_{vmin} \geq 0.2\sqrt{f'_c}\frac{b_ws}{f_y}$ $A_{vmin} \geq 3.5\frac{b_ws}{f_y}$	$A_{vmin} \geq 0.75\sqrt{f'_c}\frac{b_ws}{f_y}$ $A_{vmin} \geq 50\frac{b_ws}{f_y}$

Provision number	SI-metric stress in MPa	mks-metric stress in kgf/cm <sup>2</sup>	U.S. Customary units stress in pounds per square inch (psi)
10.7.6.5.2	$0.33 \sqrt{f'_c} b_w d$	$1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$	$4 \sqrt{f'_c} b_w d$
11.5.4.2	$0.66 \sqrt{f'_c} A_{cv}$	$2.12 \sqrt{f'_c} A_{cv}$	$8 \sqrt{f'_c} A_{cv}$
11.5.4.3	$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) A_{cv}$ $\alpha_c = 0.25$ for $\frac{h_w}{\ell_w} \leq 1.5$ $\alpha_c = 0.17$ for $\frac{h_w}{\ell_w} \geq 2.0$	$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) A_{cv}$ $\alpha_c = 0.80$ for $\frac{h_w}{\ell_w} \leq 1.5$ $\alpha_c = 0.53$ for $\frac{h_w}{\ell_w} \geq 2.0$	$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) A_{cv}$ $\alpha_c = 3.0$ for $\frac{h_w}{\ell_w} \leq 1.5$ $\alpha_c = 2.0$ for $\frac{h_w}{\ell_w} \geq 2.0$
11.5.4.4	$\alpha_c = 0.17 \left( 1 + \frac{N_u}{3.5 A_g} \right) \geq 0.0$	$\alpha_c = 0.53 \left( 1 + \frac{N_u}{35 A_g} \right) \geq 0.0$	$\alpha_c = 2 \left( 1 + \frac{N_u}{500 A_g} \right) \geq 0.0$
11.6.1	$V_n \leq 0.04 \phi \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$	$V_n \leq 0.13 \phi \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$	$V_n \leq 0.5 \phi \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$
11.6.2	$V_n \geq 0.04 \phi \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$	$V_n \geq 0.13 \phi \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$	$V_n \geq 0.5 \phi \alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$
12.5.3.3	$V_n = A_{cv} (0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$ $\sqrt{f'_c} \leq 8.3 \text{ MPa}$	$V_n = A_{cv} (0.53 \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$ $\sqrt{f'_c} \leq 27 \text{ kgf/cm}^2$	$V_n = A_{cv} (2 \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$ $\sqrt{f'_c} \leq 100 \text{ psi}$
12.5.3.4	$V_n \leq \phi 0.66 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ $\sqrt{f'_c} \leq 8.3 \text{ MPa}$	$V_n \leq \phi 2.1 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ $\sqrt{f'_c} \leq 27 \text{ kgf/cm}^2$	$V_n \leq \phi 8 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ $\sqrt{f'_c} \leq 100 \text{ psi}$
14.5.2.1(a)	$M_n = 0.42 \lambda \sqrt{f'_c} S_n$	$M_n = 1.33 \lambda \sqrt{f'_c} S_n$	$M_n = 5 \lambda \sqrt{f'_c} S_n$
14.5.4.1(a)	$\frac{M_u}{S_n} - \frac{P_u}{A_g} \leq \phi 0.42 \lambda \sqrt{f'_c}$	$\frac{M_u}{S_n} - \frac{P_u}{A_g} \leq \phi 1.33 \lambda \sqrt{f'_c}$	$\frac{M_u}{S_n} - \frac{P_u}{A_g} \leq \phi 5 \lambda \sqrt{f'_c}$
14.5.5.1(a)	$V_n = 0.11 \lambda \sqrt{f'_c} b_w h$	$V_n = 0.35 \lambda \sqrt{f'_c} b_w h$	$V_n = \frac{4}{3} \lambda \sqrt{f'_c} b_w h$
14.5.5.1(b) and (c)	$V_n = 0.11 \left[ 1 + \frac{2}{\beta} \right] \lambda \sqrt{f'_c} b_w h$ $V_n = 0.22 \lambda \sqrt{f'_c} b_w h$	$V_n = 0.35 \left[ 1 + \frac{2}{\beta} \right] \lambda \sqrt{f'_c} b_w h$ $V_n = 0.71 \lambda \sqrt{f'_c} b_w h$	$V_n = \left[ 1 + \frac{2}{\beta} \right] \frac{4}{3} \lambda \sqrt{f'_c} b_w h$ $V_n = 2 \left( \frac{4}{3} \lambda \sqrt{f'_c} b_w h \right)$
15.4.2.3	$2.0 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$ $1.7 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$ $1.3 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$ $1.0 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$	$6.4 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$ $5.3 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$ $4.0 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$ $3.2 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$	$24 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$ $20 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$ $15 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$ $12 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$
16.4.4.1	$\phi(3.5 b_w d)$	$\phi(35 b_w d)$	$\phi(500 b_w d)$
16.4.4.2	$\lambda \left( 1.8 + 0.6 \frac{A_v f_y}{b_s s} \right) b_s d$ $3.5 b_w d$ $0.55 b_w d$	$\lambda \left( 18 + 0.6 \frac{A_v f_y}{b_s s} \right) b_s d$ $35 b_w d$ $5.6 b_w d$	$\lambda \left( 260 + 0.6 \frac{A_v f_y}{b_s s} \right) b_s d$ $500 b_w d$ $80 b_w d$

Provision number	SI-metric stress in MPa	mks-metric stress in kgf/cm <sup>2</sup>	U.S. Customary units stress in pounds per square inch (psi)
16.4.6.1	$A_{vmin} \geq 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$ $A_{vmin} \geq 0.35 \frac{b_v s}{f_y}$	$A_{vmin} \geq 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$ $A_{vmin} \geq 3.5 \frac{b_v s}{f_y}$	$A_{vmin} \geq 0.75 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$ $A_{vmin} \geq 50 \frac{b_v s}{f_y}$
16.5.2.4(b) and (c)	$(3.3 + 0.08f'_c)b_w d$ $11b_w d$	$(34 + 0.08f'_c)b_w d$ $110b_w d$	$(480 + 0.08f'_c)b_w d$ $1600b_w d$
16.5.2.5(b)	$\left(5.5 - 1.9 \frac{a_v}{d}\right)b_w d$	$\left(55 - 20 \frac{a_v}{d}\right)b_w d$	$\left(800 - 280 \frac{a_v}{d}\right)b_w d$
17.6.2.2.1	$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_d^{1.5}$ $k_c = 10 \text{ or } 7$	$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_d^{1.5}$ $k_c = 10 \text{ or } 7$	$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_d^{1.5}$ $k_c = 24 \text{ or } 17$
17.6.2.2.3	$N_b = 3.9 \lambda_a \sqrt{f'_c} h_d^{3/3}$	$N_b = 5.8 \lambda_a \sqrt{f'_c} h_d^{3/3}$	$N_b = 16 \lambda_a \sqrt{f'_c} h_d^{3/3}$
17.6.4.1	$N_{ab} = 13c_{a1} \sqrt{A_{bg}} \lambda_a \sqrt{f'_c}$	$N_{ab} = 42.5c_{a1} \sqrt{A_{bg}} \lambda_a \sqrt{f'_c}$	$N_{ab} = 160c_{a1} \sqrt{A_{bg}} \lambda_a \sqrt{f'_c}$
17.6.5.1.2b	$10d_a \sqrt{\frac{\tau_{max}}{7.6}}$	$10d_a \sqrt{\frac{\tau_{max}}{76}}$	$10d_a \sqrt{\frac{\tau_{max}}{1100}}$
17.7.2.2.1a	$V_b = 0.6 \left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$	$V_b = 1.9 \left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$	$V_b = 7 \left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$
17.7.2.2.1b	$V_b = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$	$V_b = 3.8 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$	$V_b = 9 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$
17.7.2.2.2	$V_b = 0.66 \left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$	$V_b = 2.1 \left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$	$V_b = 8 \left(\frac{\ell_e}{d_a}\right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$
18.7.5.3	$s_a = 100 + \left(\frac{350 - h_a}{3}\right)$	$s_a = 10 + \left(\frac{35 - h_a}{3}\right)$	$s_a = 4 + \left(\frac{14 - h_a}{3}\right)$
18.7.5.4(a)	$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0$	$k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1.0$	$k_f = \frac{f'_c}{25,000} + 0.6 \geq 1.0$
18.8.4.3	$1.7 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$ $1.2 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$ $1.0 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$	$5.3 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$ $4.0 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$ $3.2 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$	$20 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$ $15 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$ $12 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$
18.8.5.1	$\ell_{ab} = f_y d_b / (5.4 \lambda_a \sqrt{f'_c})$	$\ell_{ab} = f_y d_b / (1.7 \lambda_a \sqrt{f'_c})$	$\ell_{ab} = f_y d_b / (65 \lambda_a \sqrt{f'_c})$
18.10.2.1	$0.083 \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$	$0.27 \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$	$\lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$
18.10.2.2	$0.17 \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$	$0.53 \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$	$2 \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$
18.10.2.4	$0.5 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	$1.6 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$	$6 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$



Provision number	SI-metric stress in MPa	mks-metric stress in kgf/cm <sup>2</sup>	U.S. Customary units stress in pounds per square inch (psi)
18.10.4.1	$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_d f_y)$ $\alpha_c = 0.25$ for $\frac{h_w}{\ell_w} \leq 1.5$ $\alpha_c = 0.17$ for $\frac{h_w}{\ell_w} \geq 2.0$	$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_d f_y)$ $\alpha_c = 0.80$ for $\frac{h_w}{\ell_w} \leq 1.5$ $\alpha_c = 0.53$ for $\frac{h_w}{\ell_w} \geq 2.0$	$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_d f_y)$ $\alpha_c = 3.0$ for $\frac{h_w}{\ell_w} \leq 1.5$ $\alpha_c = 2.0$ for $\frac{h_w}{\ell_w} \geq 2.0$
18.10.4.4	$0.66 \sqrt{f'_c} A_{cv}$ $0.83 \sqrt{f'_c} A_{cv}$	$2.12 \sqrt{f'_c} A_{cv}$ $2.65 \sqrt{f'_c} A_{cv}$	$8 \sqrt{f'_c} A_{cv}$ $10 \sqrt{f'_c} A_{cv}$
18.10.4.5	$0.83 \sqrt{f'_c} A_{cv}$	$2.65 \sqrt{f'_c} A_{cv}$	$10 \sqrt{f'_c} A_{cv}$
18.10.6.2b	$\frac{\delta_w}{h_{nw}} = \frac{1}{100} \left( 4 - \frac{1}{50} \left( \frac{\ell_w}{b} \right) \left( \frac{c}{b} \right) - \frac{V_u}{0.66 \sqrt{f'_c} A_{cv}} \right)$	$\frac{\delta_w}{h_{nw}} = \frac{1}{100} \left( 4 - \frac{1}{50} \left( \frac{\ell_w}{b} \right) \left( \frac{c}{b} \right) - \frac{V_u}{2.1 \sqrt{f'_c} A_{cv}} \right)$	$\frac{\delta_w}{h_{nw}} = \frac{1}{100} \left( 4 - \frac{1}{50} \left( \frac{\ell_w}{b} \right) \left( \frac{c}{b} \right) - \frac{V_u}{8 \sqrt{f'_c} A_{cv}} \right)$
18.10.6.5(a)	$0.083 \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$	$0.27 \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$	$\lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$
18.10.6.5(b)	$2.8 f_y$	$28 f_y$	$400 f_y$
18.10.7.2	$0.33 \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$	$1.1 \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$	$4 \lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$
18.10.7.4	$V_n = 2 A_{ud} f_y \sin \alpha \leq 0.83 \sqrt{f'_c} A_{cv}$	$V_n = 2 A_{ud} f_y \sin \alpha \leq 2.65 \sqrt{f'_c} A_{cv}$	$V_n = 2 A_{ud} f_y \sin \alpha \leq 10 \sqrt{f'_c} A_{cv}$
18.12.7.7	$A_{vmin} \geq 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{h_w s}{f_y}$ $A_{vmin} \geq 0.35 \frac{h_w s}{f_y}$	$A_{vmin} \geq 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{h_w s}{f_y}$ $A_{vmin} \geq 3.5 \frac{h_w s}{f_y}$	$A_{vmin} \geq 0.75 \sqrt{f'_c} \frac{h_w s}{f_y}$ $A_{vmin} \geq 50 \frac{h_w s}{f_y}$
18.12.9.1	$V_n = A_{cv}(0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_d f_y)$	$V_n = A_{cv}(0.53 \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_d f_y)$	$V_n = A_{cv}(2 \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_d f_y)$
18.12.9.2	$0.66 \sqrt{f'_c} A_{cv}$	$2.12 \sqrt{f'_c} A_{cv}$	$8 \sqrt{f'_c} A_{cv}$
18.14.5.3	$0.29 \sqrt{f'_c}$	$0.93 \sqrt{f'_c}$	$3.5 \sqrt{f'_c}$
19.2.2.1(a)	$E_c = w_c^{1.5} 0.043 \sqrt{f'_c}$	$E_c = w_c^{1.5} 0.14 \sqrt{f'_c}$	$E_c = w_c^{1.5} 33 \sqrt{f'_c}$
19.2.2.1(b)	$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$	$E_c = 15,100 \sqrt{f'_c}$	$E_c = 57,000 \sqrt{f'_c}$
19.2.3.1	$f_r = 0.62 \lambda \sqrt{f'_c}$	$f_r = 2 \lambda \sqrt{f'_c}$	$f_r = 7.5 \lambda \sqrt{f'_c}$
20.3.2.4.1	$f_w + 70 + \frac{f'_c}{100 p_p}$ $f_w + 420$ $f_w + 70 + \frac{f'_c}{300 p_p}$ $f_w + 210$	$f_w + 700 + \frac{f'_c}{100 p_p}$ $f_w + 4200$ $f_w + 700 + \frac{f'_c}{300 p_p}$ $f_w + 2100$	$f_w + 10,000 + \frac{f'_c}{100 p_p}$ $f_w + 60,000$ $f_w + 10,000 + \frac{f'_c}{300 p_p}$ $f_w + 30,000$
21.2.3	$\ell_{tr} = \left( \frac{f_w}{21} \right) d_b$	$\ell_{tr} = \left( \frac{f_w}{1080} \right) d_b$	$\ell_{tr} = \left( \frac{f_w}{3000} \right) d_b$



Provision number	SI-metric stress in MPa	mks-metric stress in kgf/cm <sup>2</sup>	U.S. Customary units stress in pounds per square inch (psi)
22.2.2.4.3(b)	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 280)}{70}$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 4000)}{1000}$
22.5.1.2	$V_u \leq \phi(V_c + 0.66\sqrt{f'_c} b_w d)$	$V_u \leq \phi(V_c + 2.2\sqrt{f'_c} b_w d)$	$V_u \leq \phi(V_c + 8\sqrt{f'_c} b_w d)$
22.5.5.1(a)	$\left(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$	$\left(0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$	$\left(2\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$
22.5.5.1(b)	$\left(0.66\lambda(\rho_w)^{\frac{1}{3}}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$	$\left(2.1\lambda(\rho_w)^{\frac{1}{3}}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$	$\left(8\lambda(\rho_w)^{\frac{1}{3}}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$
22.5.5.1(c)	$\left(0.66\lambda_s\lambda(\rho_w)^{\frac{1}{3}}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$	$\left(2.1\lambda_s\lambda(\rho_w)^{\frac{1}{3}}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$	$\left(8\lambda_s\lambda(\rho_w)^{\frac{1}{3}}\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g}\right)b_w d$
22.5.5.1.1	$0.42\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$1.33\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$5\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$
22.5.6.2	$0.17\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$0.53\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$2\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$
22.5.6.2(a), (b), and (c)	$V_u = \left(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8\frac{V_u d_p}{M_u}\right)b_w d$ $V_u = (0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8)b_w d$ $V_c = 0.42\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_u = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 49\frac{V_u d_p}{M_u}\right)b_w d$ $V_u = (0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 49)b_w d$ $V_c = 1.33\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_u = \left(0.6\lambda\sqrt{f'_c} + 700\frac{V_u d_p}{M_u}\right)b_w d$ $V_u = (0.6\lambda\sqrt{f'_c} + 700)b_w d$ $V_c = 5\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$
22.5.6.3.1a	$V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{ave}}{M_{max}}$	$V_{ci} = 0.16\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{ave}}{M_{max}}$	$V_{ci} = 0.6\lambda\sqrt{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{ave}}{M_{max}}$
22.5.6.3.1b	$V_{ci} = 0.14\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_{ci} = 0.45\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_{ci} = 1.7\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$
22.5.6.3.1c	$V_{ci} = 0.17\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_{ci} = 0.53\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_{ci} = 2\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$
22.5.6.3.1d	$M_{cr} = \left(\frac{I}{y_i}\right)(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pc} - f_d)$	$M_{cr} = \left(\frac{I}{y_i}\right)(1.6\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pc} - f_d)$	$M_{cr} = \left(\frac{I}{y_i}\right)(6\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pc} - f_d)$
22.5.6.3.2	$V_{cw} = (0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p$	$V_{cw} = (0.93\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p$	$V_{cw} = (3.5\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p$
22.5.6.3.3	$0.33\lambda\sqrt{f'_c}$	$1.1\lambda\sqrt{f'_c}$	$4\lambda\sqrt{f'_c}$
22.5.8.6.2(b)	$V_s = 0.25\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_s = 0.8\sqrt{f'_c} b_w d$	$V_s = 3\sqrt{f'_c} b_w d$
22.6.3.1	$\sqrt{f'_c} \leq 8.3 \text{ MPa}$	$\sqrt{f'_c} \leq 27 \text{ kgf/cm}^2$	$\sqrt{f'_c} \leq 100 \text{ psi}$
22.6.5.2(a)	$v_c = 0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = 1.1\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = 4\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.5.2(b)	$v_c = 0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = 0.53\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = \left(2 + \frac{4}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$
22.6.5.2(c)	$v_c = 0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_s}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = 0.27\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_s}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$	$v_c = \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_s}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$

Provision number	SI-metric stress in MPa	mks-metric stress in kgf/cm <sup>2</sup>	U.S. Customary units stress in pounds per square inch (psi)
22.6.5.5	$\sqrt{f'_c} \leq 5.8 \text{ MPa}$ $f_{pc} \leq 3.5 \text{ MPa}$	$\sqrt{f'_c} \leq 19 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{pc} \leq 35 \text{ kgf/cm}^2$	$\sqrt{f'_c} \leq 70 \text{ psi}$ $f_{pc} \leq 500 \text{ psi}$
22.6.5.5a	$v_c = (0.29\lambda_c \sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) + V_p/(b_o d)$	$v_c = (0.93\lambda_c \sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) + V_p/(b_o d)$	$v_c = (3.5\lambda_c \sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) + V_p/(b_o d)$
22.6.5.5b	$v_c = 0.083 \left( 1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda_c \sqrt{f'_c}$ $+ 0.3f_{pc} + V_p/(b_o d)$	$v_c = 0.27 \left( 1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda_c \sqrt{f'_c}$ $+ 0.3f_{pc} + V_p/(b_o d)$	$v_c = \left( 1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda_c \sqrt{f'_c}$ $+ 0.3f_{pc} + V_p/(b_o d)$
22.6.6.1(a) and (c)	$0.17\lambda_c \lambda_s \sqrt{f'_c}$	$0.53\lambda_c \lambda_s \sqrt{f'_c}$	$2\lambda_c \lambda_s \sqrt{f'_c}$
22.6.6.1(b)	$0.25\lambda_c \lambda_s \sqrt{f'_c}$	$0.80\lambda_c \lambda_s \sqrt{f'_c}$	$3\lambda_c \lambda_s \sqrt{f'_c}$
22.6.6.1(c)	$\left( 0.17 + \frac{0.33}{\beta} \right) \lambda_c \lambda_s \sqrt{f'_c}$	$\left( 0.53 + \frac{1.06}{\beta} \right) \lambda_c \lambda_s \sqrt{f'_c}$	$\left( 2 + \frac{4}{\beta} \right) \lambda_c \lambda_s \sqrt{f'_c}$
22.6.6.1(d)	$\left( 0.17 + \frac{0.083\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda_c \lambda_s \sqrt{f'_c}$	$\left( 0.53 + \frac{0.27\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda_c \lambda_s \sqrt{f'_c}$	$\left( 2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda_c \lambda_s \sqrt{f'_c}$
22.6.6.2(a)	$\frac{A_s}{s} \geq 0.17 \sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_y}$	$\frac{A_s}{s} \geq 0.53 \sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_y}$	$\frac{A_s}{s} \geq 2 \sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_y}$
22.6.6.2(b)	$\frac{A_s}{s} \geq 0.17 \sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_y}$	$\frac{A_s}{s} \geq 0.53 \sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_y}$	$\frac{A_s}{s} \geq 2 \sqrt{f'_c} \frac{b_o}{f_y}$
22.6.6.3(a)	$\phi 0.5 \sqrt{f'_c}$	$\phi 1.6 \sqrt{f'_c}$	$\phi 6 \sqrt{f'_c}$
22.6.6.3(b)	$\phi 0.66 \sqrt{f'_c}$	$\phi 2.1 \sqrt{f'_c}$	$\phi 8 \sqrt{f'_c}$
22.6.8.3	$\left( \frac{A_s}{s} \right) \geq 0.17 \sqrt{f'_c} \left( \frac{b_o}{f_y} \right)$	$\left( \frac{A_s}{s} \right) \geq 0.53 \sqrt{f'_c} \left( \frac{b_o}{f_y} \right)$	$\left( \frac{A_s}{s} \right) \geq 2 \sqrt{f'_c} \left( \frac{b_o}{f_y} \right)$
22.7.2.1	$\sqrt{f'_c} \leq 8.3 \text{ MPa}$	$\sqrt{f'_c} \leq 27 \text{ kgf/cm}^2$	$\sqrt{f'_c} \leq 100 \text{ psi}$
22.7.4.1(a)(a)	$T_{sh} = 0.083\lambda_c \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_g^2}{p_{cp}} \right)$	$T_{sh} = 0.27\lambda_c \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_g^2}{p_{cp}} \right)$	$T_{sh} = \lambda_c \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_g^2}{p_{cp}} \right)$
22.7.4.1(a)(b)	$T_{sh} = 0.083\lambda_c \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_g^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pu}}{0.33\lambda_c \sqrt{f'_c}}}$	$T_{sh} = 0.27\lambda_c \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_g^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pu}}{1.1\lambda_c \sqrt{f'_c}}}$	$T_{sh} = \lambda_c \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_g^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pu}}{4\lambda_c \sqrt{f'_c}}}$
22.7.4.1(a)(c)	$T_{sh} = 0.083\lambda_c \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_g^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_s}{0.33\lambda_c \lambda_s \sqrt{f'_c}}}$	$T_{sh} = 0.27\lambda_c \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_g^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_s}{1.1\lambda_c \lambda_s \sqrt{f'_c}}}$	$T_{sh} = \lambda_c \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_g^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_s}{4\lambda_c \lambda_s \sqrt{f'_c}}}$
22.7.4.1(b)(a)	$T_{sh} = 0.083\lambda_c \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_g^2}{p_{cp}} \right)$	$T_{sh} = 0.27\lambda_c \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_g^2}{p_{cp}} \right)$	$T_{sh} = \lambda_c \sqrt{f'_c} \left( \frac{A_g^2}{p_{cp}} \right)$

Provision number	SI-metric stress in MPa	mks-metric stress in kgf/cm <sup>2</sup>	U.S. Customary units stress in pounds per square inch (psi)
22.7.4.1(b)(b)	$T_{ik} = 0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_g}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pe}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{ik} = 0.27\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_g}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pe}}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{ik} = \lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_g}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pe}}{4\lambda\sqrt{f'_c}}}$
22.7.4.1(b)(c)	$T_{ik} = 0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_g}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{ik} = 0.27\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_g}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{1.1A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{ik} = \lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_g}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{4A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$
22.7.5.1(a)	$T_{cr} = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_g}\right)$	$T_{cr} = \lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_g}\right)$	$T_{cr} = 4\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_g}\right)$
22.7.5.1(b)	$T_{cr} = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_g}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pe}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{cr} = \lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_g}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pe}}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{cr} = 4\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_g}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pe}}{4\lambda\sqrt{f'_c}}}$
22.7.5.1(c)	$T_{cr} = 0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_g}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{cr} = \lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_g}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{1.1A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$	$T_{cr} = 4\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_g}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{4A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$
22.7.7.1a	$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{cv}}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_u}{b_w d} + 0.66\sqrt{f'_c}\right)$	$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{cv}}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_u}{b_w d} + 2\sqrt{f'_c}\right)$	$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{cv}}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_u}{b_w d} + 8\sqrt{f'_c}\right)$
22.7.7.1b	$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{cv}}\right) \leq \phi \left(\frac{V_u}{b_w d} + 0.66\sqrt{f'_c}\right)$	$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{cv}}\right) \leq \phi \left(\frac{V_u}{b_w d} + 2\sqrt{f'_c}\right)$	$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{cv}}\right) \leq \phi \left(\frac{V_u}{b_w d} + 8\sqrt{f'_c}\right)$
22.9.4.4(b), (c), and (e)	$(3.3 + 0.08f'_c)A_c$ $11A_c$ $5.5A_c$	$(34 + 0.08f'_c)A_c$ $110A_c$ $55A_c$	$(480 + 0.08f'_c)A_c$ $1600A_c$ $800A_c$
23.4.4	$V_u \leq \phi 0.42 \tan(\theta) \lambda \lambda_s \sqrt{f'_c} b_w d$	$V_u \leq \phi 1.33 \tan(\theta) \lambda \lambda_s \sqrt{f'_c} b_w d$	$V_u \leq \phi 5 \tan(\theta) \lambda \lambda_s \sqrt{f'_c} b_w d$
23.4.4.1	$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.004d}} \leq 1.0$	$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0.04d}} \leq 1.0$	$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+\frac{d}{10}}} \leq 1.0$
24.3.2	$s = 380 \left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5c_c$ $s = 300 \left(\frac{280}{f_s}\right)$	$s = 38 \left(\frac{2800}{f_s}\right) - 2.5c_c$ $s = 30 \left(\frac{2800}{f_s}\right)$	$s = 15 \left(\frac{40,000}{f_s}\right) - 2.5c_c$ $s = 12 \left(\frac{40,000}{f_s}\right)$
24.3.2.2	$\Delta f_{pu} \leq 250 \text{ MPa}$ $\Delta f_{pu} < 140 \text{ MPa}$	$\Delta f_{pu} \leq 2500 \text{ kgf/cm}^2$ $\Delta f_{pu} < 1400 \text{ kgf/cm}^2$	$\Delta f_{pu} \leq 36,000 \text{ lb/in.}^2$ $\Delta f_{pu} < 20,000 \text{ lb/in.}^2$
24.5.2.1	$f_s \leq 0.62\sqrt{f'_c}$ $0.62\sqrt{f'_c} < f_s \leq 1.0\sqrt{f'_c}$ $f_s > 1.0\sqrt{f'_c}$ $f_s \leq 0.50\sqrt{f'_c}$	$f_s \leq 2\sqrt{f'_c}$ $2\sqrt{f'_c} < f_s \leq 3.2\sqrt{f'_c}$ $f_s > 3.2\sqrt{f'_c}$ $f_s \leq 1.6\sqrt{f'_c}$	$f_s \leq 7.5\sqrt{f'_c}$ $7.5\sqrt{f'_c} < f_s \leq 12\sqrt{f'_c}$ $f_s > 12\sqrt{f'_c}$ $f_s \leq 6\sqrt{f'_c}$
24.5.3.2	$0.50\sqrt{f'_a}$ $0.25\sqrt{f'_a}$	$1.6\sqrt{f'_a}$ $0.8\sqrt{f'_a}$	$6\sqrt{f'_a}$ $3\sqrt{f'_a}$

Provision number	SI-metric stress in MPa	mks-metric stress in kgf/cm <sup>2</sup>	U.S. Customary units stress in pounds per square inch (psi)
25.4.1.4	$\sqrt{f'_c} \leq 8.3 \text{ MPa}$	$\sqrt{f'_c} \leq 27 \text{ kgf/cm}^2$	$\sqrt{f'_c} \leq 100 \text{ psi}$
25.4.2.3 (top left)	$\left( \frac{f_y \Psi_t \Psi_s \Psi_g}{2.1\lambda\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left( \frac{f_y \Psi_t \Psi_s \Psi_g}{6.6\lambda\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left( \frac{f_y \Psi_t \Psi_s \Psi_g}{25\lambda\sqrt{f'_c}} \right) d_b$
25.4.2.3 (top right)	$\left( \frac{f_y \Psi_t \Psi_s \Psi_g}{1.7\lambda\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left( \frac{f_y \Psi_t \Psi_s \Psi_g}{5.3\lambda\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left( \frac{f_y \Psi_t \Psi_s \Psi_g}{20\lambda\sqrt{f'_c}} \right) d_b$
25.4.2.3 (lower left)	$\left( \frac{f_y \Psi_t \Psi_s \Psi_g}{1.4\lambda\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left( \frac{f_y \Psi_t \Psi_s \Psi_g}{4.4\lambda\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left( \frac{3f_y \Psi_t \Psi_s \Psi_g}{50\lambda\sqrt{f'_c}} \right) d_b$
25.4.2.3 (lower right)	$\left( \frac{f_y \Psi_t \Psi_s \Psi_g}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left( \frac{f_y \Psi_t \Psi_s \Psi_g}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left( \frac{3f_y \Psi_t \Psi_s \Psi_g}{40\lambda\sqrt{f'_c}} \right) d_b$
25.4.2.4	$\ell_d = \frac{f_y}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}} \left( \frac{\Psi_t \Psi_s \Psi_g}{c_b + K_{tr}} \right) d_b$	$\ell_d = \frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \left( \frac{\Psi_t \Psi_s \Psi_g}{c_b + K_{tr}} \right) d_b$	$\ell_d = \frac{3f_y}{40\lambda\sqrt{f'_c}} \left( \frac{\Psi_t \Psi_s \Psi_g}{c_b + K_{tr}} \right) d_b$
25.4.3.1(a)	$\left( \frac{f_y \Psi_s \Psi_e \Psi_g}{23\sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1.5}$	$\left( \frac{f_y \Psi_s \Psi_e \Psi_g}{23\sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1.5}$	$\left( \frac{f_y \Psi_s \Psi_e \Psi_g}{55\sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1.5}$
25.4.4.2(a)	$\left( \frac{f_y \Psi_s \Psi_p \Psi_g}{31\sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1.5}$	$\left( \frac{f_y \Psi_s \Psi_p \Psi_g}{32\sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1.5}$	$\left( \frac{f_y \Psi_s \Psi_p \Psi_g}{75\sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1.5}$
25.4.4.3	$f'_c/105 + 0.6$	$\frac{f'_c}{1055} + 0.6$	$\frac{f'_c}{15,000} + 0.6$
25.4.6.3(a)	$\left( \frac{f_y - 240}{f_y} \right)$	$\left( \frac{f_y - 2460}{f_y} \right)$	$\left( \frac{f_y - 35,000}{f_y} \right)$
25.4.7.2(b)	$3.3 \left( \frac{f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}} \right) \left( \frac{A_b}{s} \right)$	$\left( \frac{f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}} \right) \left( \frac{A_b}{s} \right)$	$0.27 \left( \frac{f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}} \right) \left( \frac{A_b}{s} \right)$
25.4.8.1(a)	$\left( \frac{f_w}{21} \right) d_b + \left( \frac{f_w - f_w}{7} \right) d_b$	$\left( \frac{f_w}{210} \right) d_b + \left( \frac{f_w - f_w}{70} \right) d_b$	$\left( \frac{f_w}{3000} \right) d_b + \left( \frac{f_w - f_w}{1000} \right) d_b$
25.4.9.2(a)	$\left( \frac{0.24 f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left( \frac{0.075 f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}} \right) d_b$	$\left( \frac{f_y}{50\lambda\sqrt{f'_c}} \right) d_b$
25.4.9.2(b)	$(0.043 f_y) d_b$	$(0.0044 f_y) d_b$	$(0.0003 f_y) d_b$
25.5.5.1(a), (b) and (c)	$0.071 f_y d_b$ $(0.13 f_y - 24) d_b$	$0.0073 f_y d_b$ $(0.013 f_y - 24) d_b$	$0.0005 f_y d_b$ $(0.0009 f_y - 24) d_b$
25.7.1.3(b)	$0.17 \frac{d_b f_w}{\lambda\sqrt{f'_c}}$	$0.053 \frac{d_b f_w}{\lambda\sqrt{f'_c}}$	$0.014 \frac{d_b f_w}{\lambda\sqrt{f'_c}}$
25.7.1.7	$A_b f_w \leq 40,000 \text{ N}$		$A_b f_w \leq 9000 \text{ lb}$

Provision number	SI-metric stress in MPa	mks-metric stress in kgf/cm <sup>2</sup>	U.S. Customary units stress in pounds per square inch (psi)
25.9.4.5.1	$f_{ps} = f_w + 70$	$f_{ps} = f_w + 700$	$f_{ps} = f_w + 10,000$
26.12.7.1	$0.62\sqrt{f'_c}$	$2\sqrt{f'_c}$	$7.5\sqrt{f'_c}$
A.10.2b(ii)	$\ell_p = 0.08h_w + 0.022f_y d_b$	$\ell_p = 0.08h_w + 0.0021f_y d_b$	$\ell_p = 0.08h_w + 0.00015f_y d_b$
A.11.3.2.1.1	$V_w = 1.5A_{cv}(0.17\lambda\sqrt{f'_{se}} + \rho_u f_{yw})$	$V_w = 1.5A_{cv}(0.53\lambda\sqrt{f'_{se}} + \rho_u f_{yw})$	$V_w = 1.5A_{cv}(2\lambda\sqrt{f'_{se}} + \rho_u f_{yw})$
A.11.3.2.1.2	$1.0A_{cv}\sqrt{f'_{se}}$	$3.2A_{cv}\sqrt{f'_{se}}$	$12A_{cv}\sqrt{f'_{se}}$
	$1.25A_{cv}\sqrt{f'_{se}}$	$4.0A_{cv}\sqrt{f'_{se}}$	$15A_{cv}\sqrt{f'_{se}}$
A.11.3.2.2	$2.1A_{cv}\sqrt{f'_{se}}$	$6.6A_{cv}\sqrt{f'_{se}}$	$25A_{cv}\sqrt{f'_{se}}$
A.12.3.4	$0.33A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$	$1.1A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$	$4A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$



## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

ACI Committee documents and documents published by other organizations that are cited in the commentary are listed first by document number, year of publication, and full title, followed by authored documents listed alphabetically.

#### *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*

LRFDCONS-4-2017—LRFD Bridge Construction Specifications, Fourth Edition LRFDUS-8-2017—LRFD Bridge Design Specifications, Eighth Edition

#### *American Concrete Institute (ACI)*

117M-10—Specification for Tolerances for Concrete Construction and Materials  
201.2R-08—Guide to Durable Concrete  
209R-92(08)—Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures  
211.1-91(09)—Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete  
213R-03—Guide for Structural Lightweight-Aggregate Concrete  
213R-14—Guide for Structural Lightweight-Aggregate Concrete  
214R-11—Guide to Evaluation of Strength Test Results of Concrete  
214.4R-10—Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results  
215R-92(97)—Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading  
216.1M-07—Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies  
222R-01—Protection of Metals in Concrete against Corrosion  
223R-10—Guide for the Use of Shrinkage-Compensating Concrete  
224R-01(08)—Control of Cracking in Concrete Structures  
228.1R-03—In-Place Methods to Estimate Concrete Strength  
232.2R-18—Report on the Use of Fly Ash in Concrete  
233R-03—Slag Cement in Concrete and Mortar  
234R-06—Guide for the Use of Silica Fume in Concrete  
237R-07—Self-Consolidating Concrete  
301M-16—Specifications for Structural Concrete  
304R-00(09)—Guide for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete  
305R-10—Guide to Hot Weather Concreting  
305.1M-06—Specification for Hot Weather Concreting  
306R-10—Guide to Cold Weather Concreting  
306.1-90(02)—Standard Specification for Cold Weather Concreting  
307-08—Code Requirements for Reinforced Concrete Chimneys (ACI 307-08) and Commentary  
308R-01(08)—Guide to Curing Concrete

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

309R-05—Guide for Consolidation of Concrete  
311.4R-05—Guide for Concrete Inspection  
311.6M-09—Specification for Ready Mixed Concrete Testing Services  
313-97—Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials  
318-63—Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete  
318M-11—Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary  
318.2M-14—Building Code Requirements for Concrete Thin Shells (ACI 318.2M-14) and Commentary  
332M-14—Requirements for Residential Concrete Construction (ACI 332M-14) and Commentary  
334.1R-92(02)—Concrete Shell Structures – Practice and Commentary  
334.2R-91—Reinforced Concrete Cooling Tower Shells – Practice and Commentary  
336.2R-88—Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats  
336.3R-93(06)—Design and Construction of Drilled Piers  
347-04—Guide to Formwork for Concrete  
347.2R-05—Guide for Shoring/Reshoring of Concrete Multistory Buildings  
349M-13—Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures (ACI 349M-13) and Commentary  
350M-06—Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350M-06) and Commentary  
352R-02—Recommendations for Design of Beam Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures  
352.1R-11—Guide for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Concrete Structures  
355.2-19—Qualifications of Post Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary  
355.4M-11—Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete (ACI 355.4M-11) and Commentary  
359-13—Code for Concrete Containments 360R-10—Guide to Design of Slabs-on-Ground  
362.1R-97(02)—Guide for the Design of Durable Parking Structures 363R-10—Report on High-Strength Concrete  
369.1M-17—Standard Requirements for Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings (ACI 369.1M-17) and Commentary  
372R-13—Guide to Design and Construction of Circular Wire- and Strand-Wrapped Prestressed Concrete Structures  
374.1-05—Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary  
374.3R-16—Guide to Nonlinear Modeling Parameters for Earthquake-Resistant Structures  
408R-03(12)—Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension



## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

408.1R-90—Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension  
 408.2R-12—Report on Bond of Steel Reinforcing Bars Under Cyclic Loads  
 421.1R-08—Guide to Shear Reinforcement for Slabs  
 423.3R-05—Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons  
 423.7-14—Specification for Unbonded Single-Strand Tendon Materials  
 423.10R-16—Guide to Estimating Prestress Losses  
 435R-95(00)—Control of Deflection in Concrete Structures  
 435.5R-73(89)—Deflections of Continuous Concrete Beams  
 437.1R-07—Load Tests of Concrete Structures: Methods, Magnitude, Protocols, and Acceptance Criteria  
 437.2M-13—Code Requirements for Load Testing of Existing Concrete Structures and Commentary  
 440.1R-06—Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars  
 440.2R-08—Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures  
 445R-99(09)—Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete  
 506R-16—Guide to Shotcrete  
 506.2M-13—Specification for Shotcrete  
 506.4R-94(04)—Guide for the Evaluation of Shotcrete  
 543R-00—Guide to Design, Manufacture, and Installation of Concrete Piles  
 544.3R-08—Guide for Specifying, Proportioning, and Production of Fiber-Reinforced Concrete  
 550.3M-13—Design Specification for Unbonded Post Tensioned Precast Concrete Special Moment Frames Satisfying ACI 374.1 (ACI 550.3M-13) and Commentary  
 550.4M-18—Qualification of Precast Concrete Diaphragm Connections and Reinforcement at Joints for Earthquake Loading (ACI 550.4M-18) and Commentary (ACI 550.4RM-18)  
 550.5M-18—Code Requirements for the Design of Precast Concrete Diaphragms for Earthquake Motions (ACI 550.5M-18) and Commentary (ACI 550.5RM-18)  
 551.2R-10—Design Guide for Tilt-Up Concrete Panels  
 555R-01—Removal and Reuse of Hardened Concrete  
 560R-16—Report on Design and Construction with Insulating Concrete Forms (ICFs)  
 562-19—Code Requirements for Assessment, Repair, and Rehabilitation of Existing Concrete Structures and Commentary (ACI 562-19). CPP 610.1-18—American Concrete Institute Certification Policies for Concrete Field Testing Technician - Grade I. doi: [10.14359/51716912](https://doi.org/10.14359/51716912)  
 CPP 620.2-12—American Concrete Institute Certification Policies for Concrete Strength Testing Technician. doi: [10.14359/51716913](https://doi.org/10.14359/51716913)  
 CPP 630.1-15—American Concrete Institute Certification Policies for Concrete Construction Special Inspector. doi: [10.14359/51716916](https://doi.org/10.14359/51716916)  
 D1.4/D1.4M:2005—Structural Welding Code – Reinforcing Steel

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

CPP 660.1-17—American Concrete Institute Certification Policies for Shotcrete Nozzleman and Shotcrete Nozzleman in Training. doi: [10.14359/51716915](https://doi.org/10.14359/51716915)  
 CPP 680.1-17—American Concrete Institute Certification Policies for Adhesive Anchor Installer. doi: [10.14359/51716917](https://doi.org/10.14359/51716917)  
 CPP 681.1-17—American Concrete Institute Certification Policies for Adhesive Anchor Installation Inspector. doi: [10.14359/51716918](https://doi.org/10.14359/51716918)  
 CPP 681.2-19—American Concrete Institute Certification Policies for Post-Installed Concrete Anchor Installation Inspector. doi: [10.14359/51716936](https://doi.org/10.14359/51716936)  
 CT-18—Concrete Terminology  
 ITG-5.1M-07—Acceptance Criteria for Special Unbonded Post-Tensioned Precast Structural Walls Based on Validation Testing and Commentary  
 ITG-5.2-09—Requirements for Design of a Special Unbonded Post-Tensioned Precast Shear Wall Satisfying ACI ITG-5.1 (ACI 5.2-09) and Commentary  
 ITG-7M-09—Specification for Tolerances for Precast Concrete  
 ITG-10R-18—Practitioner's Guide for Alternative Cements  
 ITG-10.1R-18—Report on Alternative Cements  
 SP-2(07)—Manual of Concrete Inspection, Tenth Edition  
 SP-4(05)—Formwork for Concrete, Seventh Edition  
 SP-17M(09)—ACI Design Handbook  
 SP-66(04)—ACI Detailing Manual

#### *American Institute of Steel Construction (AISC)*

341-10—Seismic Provisions for Structural Steel Buildings  
 360-10—Specification for Structural Steel Buildings

#### *American Iron and Steel Institute (AISI)*

D100-08—Cold-Formed Steel Design Manual  
 S100-07—North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members

#### *American Society of Civil Engineers (ASCE)*

7-05—Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures  
 7-16—Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures  
 41-17—Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings  
 61-14—ASCE/COPRI Standard for the Seismic Design of Piers and Wharves

#### *American Society of Mechanical Engineers (ASME)*

B1.1-03—Unified Inch Screw Threads (UN and UNR Thread Form)

B18.2.1-96—Square and Hex Bolts and Screws, Inch Series

B18.2.6-96—Fasteners for Use in Structural Applications

B31.1-92—Power Piping

B31.3-90—Chemical Plant and Petroleum Refinery Piping

#### *American Welding Society (AWS)*

D1.1/D1.1M:2015—Structural Welding Code – Steel

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

#### *ASTM International*

A36/A36M-14—Standard Specification for Carbon Structural Steel  
A307-14<sub>e1</sub>—Standard Specification for Carbon Steel Bolts, Studs, and Threaded Rod 60000 PSI Tensile Strength  
A370-18—Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products  
A416/A416M-18—Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete  
A421/A421M-15—Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete, including Supplementary Requirement SI, Low-Relaxation Wire and Relaxation Test  
A615/A615M-18<sub>e1</sub>—Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement  
A706/A706M-16—Standard specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement  
A767/A767M-16—Standard specification for Zinc Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement  
A775/A775M-17—Standard specification for Epoxy Coated Steel Reinforcing Bars  
A934/A934M-16—Standard specification for Epoxy Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars  
A955/A955M-18<sub>b</sub>—Standard specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Bars for Concrete Reinforcement  
A970/A970M-18—Standard specification for Headed Steel Bars for Concrete Reinforcement, including Annex A1 Requirements for Class HA Head Dimensions  
A996/A996M-16—Standard specification for Rail-Steel and Axle-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement  
A1022/A1022M-16<sub>b</sub>—Standard specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Wire and Welded Wire for Concrete Reinforcement  
A1035/A1035M-15—Standard specification for Deformed and Plain, Low-Carbon, Chromium, Steel Bars for Concrete Reinforcement  
A1044/A1044M-16<sub>a</sub>—Standard specification for Steel Stud Assemblies for Shear Reinforcement of Concrete  
A1055/A1055M-16—Standard specification for Zinc and Epoxy Dual-Coated Steel Reinforcing Bars  
A1064/A1064M-18<sub>a</sub>—Standard specification for Carbon-Steel Wire and Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete  
A1077/A1077M-14—Standard specification for Structural Steel with Improved Yield Strength at High Temperature for Use in Buildings  
C31/C31M-19—Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field  
C33/C33M-18—Standard specification for Concrete Aggregates  
C39/C39M-18—Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens  
C42/C42M-18<sub>a</sub>—Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

C94/C94M-18—Standard Specification for Ready-Mixed Concrete  
C114-18—Standard Test Methods for Chemical Analysis of Hydraulic Cement  
C150/C150M-19<sub>a</sub>—Standard Specification for Portland Cement  
C172/C172M-17—Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete  
C173/C173M-16—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Volumetric Method  
C231/C231M-17<sub>a</sub>—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method  
C330/C330M-17<sub>a</sub>—Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete  
C457/C457M-16—Standard Test Method for Microscopical Determination of Parameters of the Air-Void System in Hardened Concrete  
C469/C469M-14—Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression  
C494/C494M-17—Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete  
C567/C567M-14—Standard Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete  
C595/C595M-19—Standard Specification for Blended Hydraulic Cements  
C618-19—Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete  
C685/C685M-17<sub>a</sub>—Standard Specification for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing  
C803/C803M-18—Standard Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete  
C805/C805M-18—Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete  
C845/C845M-18—Standard Specification for Expansive Hydraulic Cement  
C873/C873M-15—Standard Test Method for Compressive Strength of Concrete Cylinders Cast in Place in Cylindrical Molds  
C900-15—Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete  
C989/C989M-18<sub>a</sub>—Standard Specification for Slag Cement for Use in Concrete and Mortars  
C1012/C1012M-18<sub>b</sub>—Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution  
C1017/C1017M-13<sub>e1</sub>—Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete  
C1074-17—Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method  
C1077-17—Standard Practice for Laboratories Testing Concrete and Concrete Aggregates for Use in Construction and Criteria for Testing Agency Evaluation  
C1140/C1140M-11—Standard Practice for Preparing and Testing Specimens from Shotcrete Test Panels  
C1152/C1152M-04(2012)<sub>e1</sub>—Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

C1157/C1157M-17—Standard Performance Specification for Hydraulic Cement  
 C1202-19—Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration  
 C1218/C1218M-17—Standard Test Method for Water Soluble Chloride in Mortar and Concrete  
 C1240-15—Standard specification for Silica Fume Used in Cementitious Mixtures  
 C1602/C1602M-18—Standard specification for Mixing Water Used in Production of Hydraulic Cement Concrete  
 C1604/C1604M-05(2012)—Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores of Shotcrete  
 C1609/C1609M-12—Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading)  
 C1778-16—Standard Guide for Reducing the Risk of Deleterious Alkali-Aggregate Reaction in Concrete  
 C1797-17—Standard specification for Ground Calcium Carbonate and Aggregate Mineral Fillers for use in Hydraulic Cement Concrete  
 D3665-12(2017)—Standard Practice for Random Sampling of Construction Materials  
 E8/E8M-16a—Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials  
 F1554-18—Standard specification for Anchor Bolts, Steel, 36, 55, and 105-ksi Yield Strength

#### *Federal Emergency Management Agency (FEMA)*

P749-10—Earthquake-Resistant Design Concepts: An Introduction to the NEHRP Recommended Provisions Seismic Provisions  
 P750-10—NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures (2009 edition)  
 P751-12—NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples (2009 edition)

#### *International Code Council (ICC)*

2018 IBC—International Building Code ES AC193-15—Mechanical Anchors in Concrete Elements

*National Fire Protection Association (NFPA)* 5000-2012—Building Construction Safety Code

#### *National Institute of Standards and Technology (NIST)*

CGR 17-917-46—Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings

#### *Portland Cement Association (PCA)*

EB001.15-11—Design and Control of Concrete Mixtures, 16th edition PCA 100-2017—Prescriptive Design of Exterior Concrete Walls

#### *Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI)*

MNL 116-99—Manual for Quality Control for Plants and Production of Structural Precast Concrete Products MNL 117-13—Manual for Quality Control for Plants and Production of Architectural Precast Concrete Products

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

MNL 120-10—Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete, Seventh Edition  
 MNL 120-17—Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete, Eighth Edition  
 MNL 123-88—Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete  
 MNL 126-15—PCI Manual for the Design of Hollow Core Slabs and Walls  
 MNL 133-04—Bridge Design Manual

#### *Post-Tensioning Institute (PTI)*

DC10.5-12—Standard Requirements for Design and Analysis of Shallow Post-Tensioned Concrete Foundations of Expansive Soils  
 DC20.8-04—Design of Post-Tensioned Slabs Using Unbonded Tendons  
 M50.3-12—Guide Specification for Grouted Post-Tensioning  
 M55.1-12—Specification for Grouting of Post-Tensioned Structures TAB.1-06—Post-Tensioning Manual, Sixth Edition

#### *Standards New Zealand*

NZS 3101-2006—Concrete Structure Standard, Part 1: The Design of Concrete Structures: Part 2: Commentary on the Design of Concrete Structures

#### *Steel Deck Institute (SDI)*

C-2011—Standard for Composite Steel Floor Deck – Slabs  
 NC-2010—Standard for Non-Composite Steel Floor Deck

## Authored documents

Aaleti, S.; Brueggen, B. L.; Johnson, B.; French, C. E.; and Sritharan, S., 2013, "Cyclic Response of Reinforced Concrete Walls with Different Anchorage Details: Experimental Investigation," *Journal of Structural Engineering*, V. 139, No. 7, July, pp. 1181-1191. doi: [10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000732](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000732)  
 Abdullah, S. A., and Wallace, J. W., 2019, "Drift Capacity of Reinforced Concrete Structural Walls with Special Boundary Elements," *ACI Structural Journal*, V. 116, No. 1, Jan., pp. 183-194. doi: [10.14359/51710864](https://doi.org/10.14359/51710864)  
 AC308, 2011, "Acceptance Criteria for Post-Tensioning Anchorages and Couplers of Prestressed Concrete," Apr. 2011, editorially revised Aug. 2012, ICC-ES Evaluation Service, LLC, Whittier, CA.  
 ACI Committee 318, 1965, "Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63)," SP-10, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 78-84.  
 ACI Committee 318, 1999, "Closure to Public Comments on ACI 318-99," *Concrete International*, V. 21, No. 5, May, pp. 318-1 to 318-50. doi: [10.14359/19333](https://doi.org/10.14359/19333)  
 ACI Committee 408, 1966, "Bond Stress—The State of the Art," *ACI Journal Proceedings*, V. 63, No. 11, Nov., pp. 1161-1188. doi: [10.14359/7665](https://doi.org/10.14359/7665)  
 ACI Committee 435, 1963, "Deflections of Prestressed Concrete Members (ACI 435.1R-63)," *ACI Journal* Athey, J. W., ed., 1982, "Test Report on Slender Walls," Southern California Chapter of the American Concrete Institute and Structural Engineers Association of Southern California, Los Angeles, CA, 129 pp.



## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Proceedings*, V. 60, No. 12, Dec., pp. 1697-1728. doi: [10.14359/19413](https://doi.org/10.14359/19413)
- ACI Committee 435, 1966, "Deflections of Reinforced Concrete Flexural Members (ACI 435.2R-66)," *ACI Journal Proceedings*, V. 63, No. 6, June, pp. 637-674. doi: [10.14359/7643](https://doi.org/10.14359/7643)
- ACI Committee 435, 1968, "Allowable Deflections (ACI 435.3R-68)," *ACI Journal Proceedings*, V. 65, No. 6, June, pp. 433-444. doi: [10.14359/7482](https://doi.org/10.14359/7482)
- ACI Committee 435, 1978, "Proposed Revisions by Committee 435 to ACI Building Code and Commentary Provisions on Deflections," *ACI Journal Proceedings*, V. 75, No. 6, June, pp. 229-238. doi: [10.14359/10935](https://doi.org/10.14359/10935)
- Adebar, P.; Kuchma, D.; and Collins, M. P., 1990, "Strut and Tie Models for the Design of Pile Caps: An Experimental Study," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 1, Jan.-Feb., pp. 81-92. doi: [10.14359/2945](https://doi.org/10.14359/2945)
- Ajaam, A.; Yasso, S.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; and Sperry, J., 2018, "Anchorage Strength of Closely Spaced Hooked Bars," *ACI Structural Journal*, V. 115, No. 4, pp. 1143-1152. doi: [10.14359/51702065](https://doi.org/10.14359/51702065)
- Anderson, A. R., 1978, "Shear Strength of Hollow Core Members," *Technical Bulletin* 78-81, Concrete Technology Associates, Tacoma, WA, Apr., 33 pp. doi: [10.14359/19270](https://doi.org/10.14359/19270)
- Anderson, N. S., and Meinheit, D. F., 2005, "Pryout Capacity of Cast-In Headed Stud Anchors," *PCI Journal*, V. 50, No. 2, Mar.-Apr., pp. 90-112. doi: [10.15554/pci.03012005.90.112](https://doi.org/10.15554/pci.03012005.90.112)
- Anderson, N. S., and Meinheit, D. F., 2007, "A Review of Headed Stud-Design Criteria," *PCI Journal*, V. 52, No. 1, Jan.-Feb., pp. 82-100. doi: [10.15554/pci.01012007.82.100](https://doi.org/10.15554/pci.01012007.82.100)
- Anderson, N. S., and Ramirez, J. A., 1989, "Detailing of Stirrup Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 5, Sept.-Oct., pp. 507-515. doi: [10.14359/3005](https://doi.org/10.14359/3005)
- Angelakos, D.; Bentz, E. C.; and Collins, M. D., 2001, "Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 3, May-June, pp. 290-300. doi: [10.14359/10220](https://doi.org/10.14359/10220)
- Aoyama, H., ed., 2001, *Design of Modern Highrise Reinforced Concrete Structures*, Imperial College Press, London, UK, 442 pp.
- Applied Technology Council, 1999, *ATC Design Guide 1: Minimizing Floor Vibration*, Redwood City, CA, 64 pp.
- Arteta, C. A., 2015, "Seismic Response Assessment of Thin Boundary Element Specimens of Special Concrete Shear Walls," PhD dissertation, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, 240 pp.
- ASCE Joint Committee, 1940, "Recommended Practice and Standard specification for Concrete and Reinforced Concrete," *Proceedings*, ASCE, V. 66, No. 6, Part 2, June, 81 pp.
- Asmus, J., 1999, "Verhalten von Befestigungen bei der Versagensart Spalten des Betons (Behavior of Fastenings with the Failure Mode Splitting of Concrete)," dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, Germany.
- Aswad, A., and Jacques, F. J., 1992, "Behavior of Hollow Core Slabs Subject to Edge Loads," *PCI Journal*, V. 37, No. 2, Mar.-Apr., pp. 72-86. doi: [10.15554/pci.03011992.72.84](https://doi.org/10.15554/pci.03011992.72.84)

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Azizinamini, A.; Chisala, M.; and Ghosh, S. K., 1995, "Tension Development Length of Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete," *Engineering Structures*, V. 17, No. 7, pp. 512-522. doi: [10.1016/0141-0296\(95\)00096-P](https://doi.org/10.1016/0141-0296(95)00096-P)
- Azizinamini, A.; Darwin, D.; Eligehausen, R.; Pavel, R.; and Ghosh, S. K., 1999b, "Proposed Modifications to ACI 318-95 Development and Splice Provisions for High Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 6, Nov.-Dec., pp. 922-926. doi: [10.14359/766](https://doi.org/10.14359/766)
- Azizinamini, A.; Pavel, R.; Hatfeld, E.; and Ghosh, S. K., 1999a, "Behavior of Spliced Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 5, Sept.-Oct., pp. 826-835. doi: [10.14359/737](https://doi.org/10.14359/737)
- Barda, F.; Hanson, J. M.; and Corley, W. G., 1977, "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements," *Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones*, SP-53, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 149-202. doi: [10.14359/17697](https://doi.org/10.14359/17697)
- Barney, G. B.; Corley, W. G.; Hanson, J. M.; and Parmelee, R. A., 1977, "Behavior and Design of Prestressed Concrete Beams with Large Web Openings," *PCI Journal*, V. 22, No. 6, Nov.-Dec., pp. 32-61. doi: [10.15554/pci.11011977.32.61](https://doi.org/10.15554/pci.11011977.32.61)
- Barney, G. B.; Shiu, K. N.; Rabbat, B. G.; Fiorato, A. E.; Russell, H. G.; and Corley, W. G., 1980, "Behavior of Coupling Beams under Load Reversals (RD068.01B)," Portland Cement Association, Skokie, IL. doi: [10.14359/51685458](https://doi.org/10.14359/51685458)
- Bartlett, F. M., 2012, "Using Historical Cylinder Data for Structural Evaluation," *Andy Scanlon Symposium on Serviceability and Safety of Concrete Structures: From Research to Practice*, SP-284, P. H. Bischoff, E. Musselman, S. Gross, and H. Nassif, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 12 pp. (CD-ROM) doi: [10.14359/51683800](https://doi.org/10.14359/51683800)
- Bartlett, M. F., and MacGregor, J. G., 1994, "Effect of Moisture Condition on Concrete Core Strengths," *ACI Materials Journal*, V. 91, No. 3, May-June, pp. 227-236. doi: [10.14359/4328](https://doi.org/10.14359/4328)
- Bartoletti, S. J., and Jirsa, J. O., 1995, "Effects of Epoxy Coating on Anchorage and Development of Welded Wire Fabric," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 6, Nov.-Dec., pp. 757-764. doi: [10.14359/9669](https://doi.org/10.14359/9669)
- Base, G. D.; Reed, J. B.; Beeby, A. W.; and Taylor, H. P. J., 1966, "An Investigation of the Crack Control Characteristics of Various Types of Bar in Reinforced Concrete Beams," *Research Report* No. 18, Cement and Concrete Association, London, UK, Dec., 44 pp. doi: [10.14359/51685142](https://doi.org/10.14359/51685142)
- Bazant, Z. P.; Yu, Q.; Gerstle, W.; Hanson, J.; and Ju, J., 2007, "Justification of ACI 446 Code Provisions for Shear Design of Reinforced Concrete Beams," *ACI Structural Journal*, V. 104, No. 5, Sept.-Oct., pp. 601-610. doi: [10.14359/18862](https://doi.org/10.14359/18862)
- Becker, R. J., and Buettner, D. R., 1985, "Shear Tests of Extruded Hollow Core Slabs," *PCI Journal*, V. 30, No. 2, Mar.-Apr., pp. 40-54. doi: [10.15554/pci.03011985.40.54](https://doi.org/10.15554/pci.03011985.40.54)

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Becker, R. J.; Holland, T. C.; and Malits, F. S., 2019, "Structural Concrete Using Alternative Cements," *Concrete International*, V. 41, No. 6, June, pp. 39-44. doi: [10.14359/51716910](https://doi.org/10.14359/51716910)
- Beeby, A. W., 1979, "The Prediction of Crack Widths in Hardened Concrete," *The Structural Engineer*, V. 57A, No. 1, Jan., pp. 9-17. doi: [10.14359/51685143](https://doi.org/10.14359/51685143)
- Behera, U., and Rajagopalan, K. S., 1969, "TwoPiece U Stirrups in Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 66, No. 7, July, pp. 522-524. doi: [10.14359/51685214](https://doi.org/10.14359/51685214)
- Bertrand, J., and Vezina, D., 1994, "The Development of Air Entrained Durable Shotcrete for Structural Repairs," *Proceedings of Shotcrete for Underground Support VII*, pp. 58-65.
- Bezerra Cabral, A. E.; Schalch, V.; Dal Molin, D. C. C.; and Ribeiro, J. L. D., 2010, "Mechanical Properties Modeling of Recycled Aggregate Concrete," *Construction and Building Materials*, V. 24, No. 4, Apr., pp. 421-430. doi: [10.1016/j.conbuildmat.2009.10.011](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.10.011)
- Bianchini, A. C.; Woods, R. E.; and Kesler, C. E., 1960, "Effect of Floor Concrete Strength on Column Strength," *ACI Journal Proceedings*, V. 56, No. 11, May, pp. 1149- 1169. doi: [10.14359/8135](https://doi.org/10.14359/8135)
- Birely, A. C.; Lowes, L. N.; and Lehman, D. E., 2012, "Linear Analysis of Concrete Frames Considering Joint Flexibility," *ACI Structural Journal*, V. 109, No. 3, May/June, pp. 381-391. doi: [10.14359/51683752](https://doi.org/10.14359/51683752)
- Birkeland, P. W., and Birkeland, H. W., 1966, "Connections in Precast Concrete Construction," *ACI Journal Proceedings*, V. 63, No. 3, Mar., pp. 345-368. doi: [10.14359/7627](https://doi.org/10.14359/7627)
- Bischoff, P. H., 2005, "Revaluation of Deflection Prediction for Concrete Beams Reinforced with Steel and Fiber Reinforced Polymer Bars," *Journal of Structural Engineering*, V. 131, No. 5, May, pp. 752-767. doi: [10.1061/\(ASCE\)07339445\(2005\)131:5\(752\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)07339445(2005)131:5(752))
- Bischoff, P. H., and Scanlon, A., 2007, "Effective Moment of Inertia for Calculating Deflections of Concrete Members Containing Steel Reinforcement and Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 104, No. 1, Jan.-Feb., pp. 68-75. doi: [10.14359/18434](https://doi.org/10.14359/18434)
- Black, W. C., 1973, "Field Corrections to Partially Embedded Reinforcing Bars," *ACI Journal Proceedings*, V. 70, No. 10, Oct., pp. 690-691. doi: [10.14359/51684023](https://doi.org/10.14359/51684023)
- Bloem, D. L., 1965, "Concrete Strength Measurement—Cores vs. Cylinders," *Proceedings, ASTM*, V. 65, pp. 668-696.
- Bloem, D. L., 1968, "Concrete Strength in Structures," *ACI Journal Proceedings*, V. 65, No. 3, Mar., pp. 176-187. doi: [10.14359/7465](https://doi.org/10.14359/7465)
- Blume, J. A.; Newmark, N. M.; and Corning, L. H., 1961, *Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*, Portland Cement Association, Skokie, IL, 318 pp. doi: [10.14359/16796](https://doi.org/10.14359/16796)
- BOCA, 1999, "BOCA National Building Code," 13<sup>th</sup> edition, Building Officials and Code Administration International, Inc., Country Club Hills, IL.

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Bondy, K. B., 2003, "Moment Redistribution: Principles and Practice Using ACI 318-02," *PTI Journal*, V. 1, No. 1, Jan., pp. 3-21. doi: [10.14359/19230](https://doi.org/10.14359/19230)
- Branson, D. E., 1965, "Instantaneous and Time-Dependent Deflections on Simple and Continuous Reinforced Concrete Beams," *HPR Report No. 7, Part 1*, Alabama Highway Department, Bureau of Public Roads, Aug., pp. 1-78.
- Branson, D. E., 1970, discussion of "Proposed Revision of ACI 318-63: Building Code Requirements for Reinforced Concrete," *ACI Journal Proceedings*, V. 67, No. 9, Sept., pp. 692-695.
- Branson, D. E., 1971, "Compression Steel Effect on LongTime Deflections," *ACI Journal Proceedings*, V. 68, No. 8, Aug., pp. 555-559. doi: [10.14359/16519](https://doi.org/10.14359/16519)
- Branson, D. E., 1977, *Deformation of Concrete Structures*, McGraw-Hill Book Co., New York, 546 pp.
- Branson, D. E.; Meyers, B. L.; and Kripanarayanan, K. M., 1970, "Time Dependent Deformation of Noncomposite and Composite Prestressed Concrete Structures," *Symposium on Concrete Deformation*, Highway Research Record 324, Highway Research Board, pp. 15-43. doi: [10.14359/19393](https://doi.org/10.14359/19393)
- Breen, J. E.; Burdet, O.; Roberts, C.; Sanders, D.; Wollmann, G.; and Falconer, B., 1994, "Anchorage Zone Requirements for Post-Tensioned Concrete Girders," *NCHRP Report 356*, Transportation Research Board, National Academy Press, Washington, DC. doi: [10.14359/19236](https://doi.org/10.14359/19236)
- Briss, G. R.; Paulay, T.; and Park, R., 1978, "Elastic Behavior of Earthquake Resistant R. C. Interior BeamColumn Joints," *Report 78-13*, University of Canterbury, Department of Civil Engineering, Christchurch, New Zealand, Feb. doi: [10.14359/19340](https://doi.org/10.14359/19340)
- Broms, C. E., 1990, "Shear Reinforcement for Deflection Ductility of Flat Plates," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 6, Nov.-Dec., pp. 696-705. doi: [10.14359/2988](https://doi.org/10.14359/2988)
- Brown, M. D.; Bayrak, O.; and Jirsa, J. O., 2006, "Design for Shear Based on Loading Conditions," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 4, July-Aug., pp. 541-550. doi: [10.14359/16430](https://doi.org/10.14359/16430)
- Budek, A.; Priestley, M.; and Lee, C., 2002, "Seismic Design of Columns with High-Strength Wire and Strand as Spiral Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 5, Sept.-Oct., pp. 660-670. doi: [10.14359/12306](https://doi.org/10.14359/12306)
- Burns, N. H., and Hemakom, R., 1977, "Test of Scale Model Post-Tensioned Flat Plate," *Journal of the Structural Division*, V. 103, June, pp. 1237-1255. doi: [10.14359/16870](https://doi.org/10.14359/16870)
- Canbay, E., and Frosch, R. J., 2005, "Bond Strength of Lap-Spliced Bars," *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 4, Jul.-Aug., pp. 605-614. doi: [10.14359/14565](https://doi.org/10.14359/14565)
- Carino, N. J.; Guthrie, W. F.; Lagergren, E. S.; and Mullings, G. M., 1994, "Effects of Testing Variables on the Strength of High-Strength (90 MPa) Concrete Cylinders," *High-Performance Concrete*, SP-149, V. M. Malhotra, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 589-632. doi: [10.14359/4176](https://doi.org/10.14359/4176)
- Carter III, J. W.; Hawkins, N. M.; and Wood, S. L., 1993, "Seismic Response of Tilt-Up Construction," *SRS No. 581*, Civil Engineering Series, University of Illinois, Urbana, IL, Dec., 224 pp. doi: [10.14359/19661](https://doi.org/10.14359/19661)

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Castro, A.; Kreger, M.; Bayrak, O.; Breen, J. E.; and Wood, S. L., 2004, "Allowable Design Release Stresses for Pretensioned Concrete Beams," *Report No. FHWA/TX-04/0-4086-2*, Center for Transportation Research, University of Texas at Austin, Austin, TX, Aug., 127 pp.
- CEB, 1994, "Fastenings to Concrete and Masonry Structures, State of the Art Report," *Comite Euro-International du Beton (CEB), Bulletin No. 216*, Thomas Telford Services Ltd., London, UK, 249 pp.
- CEB, 1997, *Design of Fastenings in Concrete*, Comite Euro-International du Beton (CEB), Thomas Telford Services Ltd., London, UK, Jan.
- Chen, L.; Mindess, S.; Morgan, D. R.; Shah, S. P.; Johnston, C. D.; and Pigeon, M., 1995, "Comparative Toughness Testing of Fiber Reinforced Concrete," *Testing of Fiber Reinforced Concrete*, SP-155, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 41-69. doi: [10.14359/928](https://doi.org/10.14359/928)
- Cheng, M. Y.; Hung, S. C.; Lequesne, R. D.; and Lepage, A., 2016, "Earthquake-Resistant Squat Walls Reinforced with High-Strength Steel," *ACI Structural Journal*, V. 113, No. 5, Sep.-Oct., pp. 1065-1076. doi: [10.14359/51688825](https://doi.org/10.14359/51688825)
- Chow, L.; Conway, H.; and Winter, G., 1953, "Stresses in Deep Beams," *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, V. 118, pp. 686-708. doi: [10.14359/19672](https://doi.org/10.14359/19672)
- Clough, R. W., 1960, "Dynamic Effects of Earthquakes," *Journal of the Structural Division*, V. 86, Apr., pp. 49-65. doi: [10.14359/19323](https://doi.org/10.14359/19323)
- Cohn, M. A., 1965, "Rotational Compatibility in the Limit Design of Reinforced Concrete Continuous Beams," *Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, SP-12, American Concrete Institute/American Society of Civil Engineers, Farmington Hills, MI, pp. 35-46. doi: [10.14359/16724](https://doi.org/10.14359/16724)
- Collins, M. P., and Lampert, P., 1973, "Redistribution of Moments at Cracking—The Key to Simpler Torsion Design?" *Analysis of Structural Systems for Torsion*, SP-35, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 343-383. doi: [10.14359/17486](https://doi.org/10.14359/17486)
- Collins, M. P., and Mitchell, D., 1991, *Prestressed Concrete Structures*, Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, NJ, 766 pp.
- Collins, M. P., and Mitchell, D., 1997, *Prestressed Concrete Structures*, Response Publications, Canada, pp. 517-518. doi: [10.14359/19232](https://doi.org/10.14359/19232)
- Column Research Council, 1966, "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members," second edition, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, PA, 117 pp. doi: [10.14359/19273](https://doi.org/10.14359/19273)
- Cook, R. A., and Klingner, R. E., 1992a, "Behavior of Ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections with Surface-Mounted Baseplates," *Anchors in Concrete: Design and Behavior*, SP-130, G. A. Senkiw and H. B. Lancelot III, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 61-122. doi: [10.14359/1268](https://doi.org/10.14359/1268)
- Cook, R. A., and Klingner, R. E., 1992b, "Ductile Multiple Anchor Steel-to-Concrete Connections," *Journal of Structural Engineering*, V. 118, No. 6, June, pp. 1645-1665. doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1992\)118:6\(1645\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1992)118:6(1645))

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Cook, R. A.; Kunz, J.; Fuchs, W.; and Konz, R. C., 1998, "Behavior and Design of Single Adhesive Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 95, No. 1, Jan.-Feb., pp. 9-26. doi: [10.14359/522](https://doi.org/10.14359/522)
- Cook, R. A., and Michler, H., 2017, "Behavior and Design of Anchorages with Shear Lugs," *3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete*, Stuttgart, Germany, pp. 560-570.
- Corley, W. G., and Jirsa, J. O., 1970, "Equivalent Frame Analysis for Slab Design," *ACI Journal Proceedings*, V. 67, No. 11, Nov., pp. 875-884. doi: [10.14359/7317](https://doi.org/10.14359/7317)
- Corley, W. G.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1961, "Equivalent-Frame Analysis for Reinforced Concrete Slabs," *Structural Research Series No. 218*, Civil Engineering Studies, University of Illinois, June, 166 pp. doi: [10.14359/16677](https://doi.org/10.14359/16677)
- Crist, R. A., 1966, "Shear Behavior of Deep Reinforced Concrete Beams," *Proceedings, Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structural Elements (Mexico City)*, V. 4, RILEM, Paris, France, 31 pp.
- CRSI Handbook*, 1984, sixth edition, Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL.
- Dam, T. X.; Wight, J. K.; and Parra-Montesinos, G. J., 2017, "Behavior of Monotonically Loaded Slab-Column Connections Reinforced with Shear Studs," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 1, Jan.-Feb., pp. 221-232. doi: [10.14359/51689165](https://doi.org/10.14359/51689165)
- Darwin, D.; Manning, D. G.; and Hognestad, E., 1985, "Debate: Crack Width, Cover, and Corrosion," *Concrete International*, V. 7, No. 5, May, pp. 20-35. doi: [10.14359/16539](https://doi.org/10.14359/16539)
- Darwin, D.; Zuo, J.; Tholen, M. L.; and Idun, E. K., 1996, "Development Length Criteria for Conventional and High Relative Rib Area Reinforcing Bars," *ACI Structural Journal*, V. 93, No. 3, May-June, pp. 347-359. doi: [10.14359/9694](https://doi.org/10.14359/9694)
- Deatherage, J. H.; Burdette, E. G.; and Chew, C. K., 1994, "Development Length and Lateral Spacing Requirements of Prestressing Strand for Prestressed Concrete Bridge Girders," *PCI Journal*, V. 39, No. 1, Jan.-Feb., pp. 70-83. doi: [10.15554/pcij.01011994.70.83](https://doi.org/10.15554/pcij.01011994.70.83)
- Dolan, C. W., and Krohn, J. J., 2007, "A Case for Increasing the Allowable Compressive Release Stress for Prestressed Concrete," *PCI Journal*, V. 52, No. 1, Jan.-Feb., pp. 102-105. doi: [10.15554/pcij.01012007.102.105](https://doi.org/10.15554/pcij.01012007.102.105)
- Dönmez, A., and Bažant, Z. P., 2017, "Size Effect on Punching Strength of Reinforced Concrete Slabs Without and With Shear Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 4, July-Aug., pp. 876-886. doi: [10.14359/51689719](https://doi.org/10.14359/51689719)
- Dovich, L. M., and Wight, J. K., 2005, "Effective Slab Width Model for Seismic Analysis of Flat Slab Frames," *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 6, Nov.-Dec., pp. 868-875. doi: [10.14359/14795](https://doi.org/10.14359/14795)
- Durrani, A. J., and Wight, J. K., 1982, "Experimental and Analytical Study of Internal Beam to Column Connections Subjected to Reversed Cyclic Loading," *Report No. UMEE 82R3*, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, July, 275 pp. doi: [10.14359/16809](https://doi.org/10.14359/16809)



## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Ehsani, M. R., 1982, "Behavior of Exterior Reinforced Concrete Beam to Column Connections Subjected to Earthquake Type Loading," *Report* No. UMEE 82R5, Department of Civil Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, July, 275 pp. Elgabry, A. A., and Ghali, A., 1987, "Tests on Concrete Slab-Column Connections with Stud Shear Reinforcement Subjected to Shear-Moment Transfer," *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 5, Sept-Oct., pp. 433-442. doi: [10.14359/1656](https://doi.org/10.14359/1656)
- Eligehausen, R., and Balogh, T., 1995, "Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 3, May-June, pp. 365-379. doi: [10.14359/1137](https://doi.org/10.14359/1137)
- Eligehausen, R., and Fuchs, W., 1988, "Load Bearing Behavior of Anchor Fastenings under Shear, Combined Tension and Shear or Flexural Loadings," *Betonwerk + Fertigteil-Technik*, V. 54, pp. 48-56. doi: [10.14359/16854](https://doi.org/10.14359/16854)
- Eligehausen, R.; Cook, R. A.; and Appl, J., 2006a, "Behavior and Design of Adhesive Bonded Anchors," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 6, Nov.-Dec., pp. 822-831. doi: [10.14359/18234](https://doi.org/10.14359/18234)
- Eligehausen, R.; Fuchs, W.; and Mayer, B., 1987, "Load Bearing Behavior of Anchor Fastenings in Tension," *Betonwerk + Fertigteiltechnik*, V. 12, pp. 826-832, and 1988, V. 1, pp. 29-35. doi: [10.14359/19643](https://doi.org/10.14359/19643)
- Eligehausen, R.; Mallée, R.; and Silva, J., 2006b, *Anchorage in Concrete Construction*, Ernst & Sohn (J. T. Wiley), Berlin, Germany, May, 380 pp. Elwood, K. J.; Maffei, J. M.; Riederer, K. A.; and Telleen, K., 2009, "Improving Column Confinement—Part 2: Proposed New Provisions for the ACI 318 Building Code," *Concrete International*, V. 31, No. 12, Dec., pp. 41-48.
- Elwood, K. J.; Matamoros, A. B.; Wallace, J. W.; Lehman, D. E.; Heintz, J. A.; Mitchell, A. D.; Moore, M. A.; Valley, M. T.; Lowes, L. N.; Comartin, C. D.; and Moehle, J. P., 2007, "Update to ASCE/SEI 41 Concrete Provisions," *Earthquake Spectra*, V. 23, No. 3, pp. 493-523, doi: [10.1193/1.2757714](https://doi.org/10.1193/1.2757714).
- Elzanaty, A. H.; Nilson, A. H.; and Slate, F. O., 1986, "Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High Strength Concrete," *ACI Journal Proceedings*, V. 83, No. 2, Mar.-Apr., pp. 290-296. doi: [10.14359/10433](https://doi.org/10.14359/10433)
- Fanella, D. A., and Mota, M., 2014, *Design Guide for Vibrations of Reinforced Concrete Floor Systems*, 10-DG-Vibration, Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL, 60 pp.
- Faradji, M. J., and Diaz de Cossio, R., 1965, "Diagonal Tension in Concrete Members of Circular Section," (in Spanish) Institut de Ingenieria, Mexico (translation by Portland Cement Association, Foreign Literature Study No. 466), 61 pp. doi: [10.14359/19496](https://doi.org/10.14359/19496)
- Farrow, C. B., and Klingner, R. E., 1995, "Tensile Capacity of Anchors with Partial or Overlapping Failure Surfaces: Evaluation of Existing Formulas on an LRFD Basis," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 6, Nov.-Dec., pp. 698-710. doi: [10.14359/9664](https://doi.org/10.14359/9664)
- Fennel, A. W.; Line, P.; Mochizuki, G. L.; Moore, K. S.; Van Dorpe, T. D.; and Voss, T. A., 2009, "Report on Labor," *Structural Journal*, V. 88, No. 5, Sept.-Oct., pp. 585-591. doi: [10.14359/9452](https://doi.org/10.14359/9452)

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- tory Testing of Anchor Bolts Connecting Wood Sill Plates to Concrete with Minimum Edge Distances," SEAONC, San Francisco, CA, Mar., 50 pp.
- Fintel, M.; Ghosh, S. K.; and Iyengar, H., 1986, *Column Shortening in Tall Buildings—Prediction and Compensation*, EB108D, Portland Cement Association, Skokie, IL, 34 pp. doi: [10.14359/51685083](https://doi.org/10.14359/51685083)
- fb, 2011, "Design of Anchorages in Concrete. Guide to Good Practice," Bulletin No.58, International Federation for Structural Concrete, Lausanne, Switzerland, 280 pp.
- FIP, 1999, *FIP Recommendations, Practical Design of Structural Concrete*, FIP-Commission 3, "Practical Design," Pub.: SETO, London, UK, Sept., 112 pp.
- Fling, R. S., 1987, *Practical Design of Reinforced Concrete*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 536 pp.
- Ford, J. S.; Chang, D. C.; and Breen, J. E., 1981, "Design Indications from Tests of Unbraced Multipanel Concrete Frames," *Concrete International*, V. 3, No. 3, Mar., pp. 37-47. doi: [10.14359/16551](https://doi.org/10.14359/16551)
- Foutch, D. A.; Gamble, W. L.; and Sunidja, H., 1990, "Tests of Post-Tensioned Concrete Slab-Edge Column Connections," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 2, Mar.-Apr., pp. 167-179. doi: [10.14359/2689](https://doi.org/10.14359/2689)
- Frantz, G. C., and Breen, J. E., 1980, "Cracking on the Side Faces of Large Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 77, No. 5, Sept.-Oct., pp. 307-313. doi: [10.14359/7007](https://doi.org/10.14359/7007)
- French, C. W., and Moehle, J. P., 1991, "Effect of Floor Slab on Behavior of Slab-Beam-Column Connections," *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, SP-123, J. O. Jirsa, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 225-258. doi: [10.14359/19328](https://doi.org/10.14359/19328)
- Frosch, R. J., 1999, "Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 3, May-June, pp. 437-442. doi: [10.14359/679](https://doi.org/10.14359/679)
- Frosch, R. J., 2002, "Modeling and Control of Side Face Beam Cracking," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 3, May/June, pp. 376-385. doi: [10.14359/11922](https://doi.org/10.14359/11922)
- Frosch, R. J.; Labi, S.; and Sim, C., 2014, "Increasing Bridge Deck Service Life: Volume 1 – Technical Evaluation," *Publication* No. FHWA/IN/JTRP-2014/16. Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, IN.
- Frosch, R. J.; Yu, Q.; Cusatis, G.; and Bazant, Z. P., 2017, "A Unified Approach to Shear Design," *Concrete International*, V. 39, No. 9, pp. 47-52. doi: [10.14359/51701014](https://doi.org/10.14359/51701014)
- Fuchs, W.; Eligehausen, R.; and Breen, J., 1995, "Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 1, Jan.-Feb. 1995, pp. 73-93. Also discussion, *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 6, Nov.-Dec., pp. 787-802. doi: [10.14359/1533](https://doi.org/10.14359/1533)
- Furche, J., and Eligehausen, R., 1991, "Lateral Blow-out Failure of Headed Studs Near a Free Edge," *Anchors in Concrete—Design and Behavior*, SP-130, G. A. Senkiw and H. B. Lancelot III, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 235-252. doi: [10.14359/1276](https://doi.org/10.14359/1276)
- Furlong, R. W.; Fenves, G. L.; and Kasl, E. P., 1991, "Welded Structural Wire Reinforcement for Columns," *ACI Crossfield*, B., and Birnstiel, C., 1962, "Tests of T-Beams with Precast Webs and Cast-in-Place Flanges," *ACI Journal Proceedings*, V. 59, No. 6, June, pp. 843-851. doi: [10.14359/16709](https://doi.org/10.14359/16709)

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Furlong, R. W.; Hsu, C.-T. T.; and Mirza, S. A., 2004, "Analysis and Design of Concrete Columns for Biaxial Bending—Overview," *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 3, May-June, pp. 413-423. doi: [10.14359/13101](https://doi.org/10.14359/13101)
- Gamble, W. L., 1972, "Moments in Beam Supported Slabs," *ACI Journal Proceedings*, V. 69, No. 3, Mar., pp. 149-157. doi: [10.14359/11258](https://doi.org/10.14359/11258)
- Gamble, W. L.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1969, "Tests of a Two-Way Reinforced Concrete Floor Slab," *Journal of the Structural Division*, V. 95, June, pp. 1073-1096. doi: [10.14359/19673](https://doi.org/10.14359/19673)
- Genikomsou, A. S., and Polak, M. A., 2017, "Effect of Openings on Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs—Finite Element Investigation," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 5, Sept.-Oct., pp. 1249-1261. doi: [10.14359/51689871](https://doi.org/10.14359/51689871)
- Gerber, L. L., and Burns, N. H., 1971, "Ultimate Strength Tests of Post-Tensioned Flat Plates," *PCI Journal*, V. 16, No. 6, Nov.-Dec., pp. 40-58. doi: [10.15554/pci.11011971.40.58](https://doi.org/10.15554/pci.11011971.40.58)
- Gergely, P., and Lutz, L. A., 1968, "Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members," *Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete*, SP-20, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 87-117. doi: [10.14359/17348](https://doi.org/10.14359/17348)
- Ghali, A., and Favre, R., 1986, *Concrete Structures: Stresses and Deformations*, Chapman and Hall, New York, 348 pp.
- Ghimire, K.; Darwin, D.; and O'Reilly, M., 2018, "Anchorage of Headed Reinforcing Bars," *SM Report No. 127*, University of Kansas Center for Research, Lawrence, KS, Jan., 278 pp.
- Gilbert, R. I., 1992, "Shrinkage Cracking in Fully Restrained Concrete Members," *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 2, Mar.-Apr., pp. 141-149. doi: [10.14359/2917](https://doi.org/10.14359/2917)
- Gomez, I. R.; Kanvinde, A. M.; Smith, C.; and Deierlein, G. G., 2009, "Shear Transfer in Exposed Column Base Plates," Report Presented to American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Mar., 159 pp.
- Goto, Y., 1971, "Cracks Formed in Concrete around Deformed Tension Bars in Concrete," *ACI Journal Proceedings*, V. 68, No. 4, Apr., pp. 244-251. doi: [10.14359/11325](https://doi.org/10.14359/11325)
- Graybeal, B., 2014, "Lightweight Concrete: Development of Mild Steel in Tension," *Technical Brief No. FHWAHRT-14 030*, Federal Highway Administration, Washington, DC.
- Greene, G., and Graybeal, B., 2013, "Lightweight Concrete: Mechanical Properties," *Report No. FHWA-HRT-13-062*, Federal Highway Administration, Washington, DC, 12 pp.
- Greene, G., and Graybeal, B., 2015, "Lightweight Concrete: Shear Performance," *Report No. FHWA-HRT-15-022*, Federal Highway Administration, Washington, DC, 20 pp.
- Griezic, A.; Cook, W. D.; and Mitchell, D., 1994, "Tests to Determine Performance of Deformed Welded-Wire Fabric Stirrups," *ACI Structural Journal*, V. 91, No. 2, Mar.-Apr., pp. 211-220. doi: [10.14359/4597](https://doi.org/10.14359/4597)

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Grossman, J. S., 1987, "Reinforced Concrete Design," *Building Structural Design Handbook*, R. N. White and C. G. Salmon, eds., John Wiley and Sons, Inc., New York.
- Grossman, J. S., 1990, "Slender Concrete Structures— The New Edge," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 1, Jan.- Feb., pp. 39-52. doi: [10.14359/3212](https://doi.org/10.14359/3212)
- Guimares, G. N.; Kreger, M. E.; and Jirsa, J. O., 1992, "Evaluation of Joint-Shear Provisions for Interior Beam-Column-Slab Connections Using High Strength Materials," *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 1, Jan.-Feb., pp. 89-98. doi: [10.14359/1299](https://doi.org/10.14359/1299)
- Gulkan, P., and Sozen, M. A., 1974, "Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions," *ACI Journal Proceedings*, V. 71, No. 12, Dec., pp. 604-610. doi: [10.14359/7110](https://doi.org/10.14359/7110)
- Guralnick, S. A., and LaFraugh, R. W., 1963, "Laboratory Study of a 45-Foot Square Flat Plate Structure," *ACI Journal Proceedings*, V. 60, No. 9, Sept., pp. 1107-1185. doi: [10.14359/7893](https://doi.org/10.14359/7893)
- Gustafson, D. P., and Felder, A. L., 1991, "Questions and Answers on ASTM A706 Reinforcing Bars," *Concrete International*, V. 13, No. 7, July, pp. 54-57. doi: [10.14359/51685022](https://doi.org/10.14359/51685022)
- Hale, W. M., and Russell, B. W., 2006, "Effect of Allowable Compressive Stress at Release on Prestress Losses and on the Performance of Precast, Prestressed Concrete Bridge Girders," *PCI Journal*, V. 51, No. 2, Mar.-Apr., pp. 14-25. doi: [10.15554/pci.03012006.14.25](https://doi.org/10.15554/pci.03012006.14.25)
- Hamad, B. S.; Jirsa, J. O.; and D'Abreu, N. I., 1993, "Anchorage Strength of Epoxy-Coated Hooked Bars," *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 2, Mar.-Apr., pp. 210-217. doi: [10.14359/4127](https://doi.org/10.14359/4127)
- Hansell, W., and Winter, G., 1959, "Lateral Stability of Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 56, No. 3, Sept., pp. 193-214. doi: [10.14359/8091](https://doi.org/10.14359/8091)
- Hanson, J. A., 1961, "Tensile Strength and Diagonal Tension Resistance of Structural Lightweight Concrete," *ACI Journal Proceedings*, V. 58, No. 1, July, pp. 1-40. doi: [10.14359/7972](https://doi.org/10.14359/7972)
- Hanson, N. W., 1960, "Precast-Prestressed Concrete Bridges: Horizontal Shear Connections," *Bulletin, PCA Research and Development Laboratories*, V. 2, No. 2, May, pp. 38-58. doi: [10.14359/16708](https://doi.org/10.14359/16708)
- Hanson, N. W., and Connor, H. W., 1967, "Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *Journal of the Structural Division*, V. 93, No. ST5 Oct., pp. 533-560. doi: [10.14359/19667](https://doi.org/10.14359/19667)
- Hanson, N. W., and Hanson, J. M., 1968, "Shear and Moment Transfer between Concrete Slabs and Columns," *Bulletin, PCA Research and Development Laboratories*, V. 10, No. 1, Jan., pp. 2-16. doi: [10.14359/19463](https://doi.org/10.14359/19463)
- Hanson, N. W., and Kaar, P. H., 1959, "Flexural Bond Tests Pretensioned Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 55, No. 7, Jan., pp. 783-802. doi: [10.14359/11389](https://doi.org/10.14359/11389)

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Hardisty, J.; Villalobos, E.; Richter, B.; and Pujol, S., 2015, "Lap Splices in Unconfined Boundary Elements," *Concrete International*, V. 37, No. 1, Jan., pp. 51-58. Hatcher, D. S.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1965, "Test of a Reinforced Concrete Flat Plate," *Journal of the Structural Division*, V. 91, May, pp. 205-232. Hatcher, D. S.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1969, "Test of a Reinforced Concrete Flat Slab," *Journal of the Structural Division*, V. 95, June, pp. 1051-1072. doi: [10.14359/51685284](https://doi.org/10.14359/51685284)
- Hawkins, N. M., 1968, "Bearing Strength of Concrete Loaded through Rigid Plates," *Magazine of Concrete Research*, V. 20, No. 62, Mar., pp. 31-40. doi: [10.1680/mac.1968.20.62.31](https://doi.org/10.1680/mac.1968.20.62.31)
- Hawkins, N. M., 1974, "Shear Strength of Slabs with Shear Reinforcement," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 785-815. doi: [10.14359/17306](https://doi.org/10.14359/17306)
- Hawkins, N. M., 1981, "Lateral Load Resistance of Unbonded Post-Tensioned Flat Plate Construction," *PCI Journal*, V. 26, No. 1, Jan.-Feb., pp. 94-116. doi: [10.15554/pci.01011981.94.117](https://doi.org/10.15554/pci.01011981.94.117)
- Hawkins, N. M.; Mitchell, D.; and Hanna, S. N., 1975, "The Effects of Shear Reinforcement on Reversed Cyclic Loading Behavior of Flat Plate Structures," *Canadian Journal of Civil Engineering*, V. 2, No. 4, pp. 572-582. doi: [10.1139/j75-052](https://doi.org/10.1139/j75-052)
- Hawkins, N. M., and Ospina, C. E., 2017, "Effect of Slab Flexural Reinforcement and Depth on Punching Strength," *Joint ACI-fb International Symposium on Punching Shear of Structural Concrete Slabs*, SP-315, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 117-140. doi: [10.14359/51700935](https://doi.org/10.14359/51700935)
- Henry, R. E.; Dizhur, D.; Elwood, K. J.; Hare, J.; and Brunsdon, D., 2017, "Damage to Concrete Buildings with Precast Floors During the 2016 Kaikoura Earthquake," *Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering*, V. 50, No. 2, pp. 174-187. [http://www.nzsee.org.nz/db/Bulletin/Archive/50\(2\)0174.pdf](http://www.nzsee.org.nz/db/Bulletin/Archive/50(2)0174.pdf)
- Hirosawa, M., 1977, "Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members," *Report No. 76*, Building Research Institute, Ministry of Construction, Tokyo, Mar. (in Japanese). Also, data in Civil Engineering Studies, 1978, *Structural Research Series* No. 452, University of Illinois, Champaign, IL, 141 pp. doi: [10.14359/19325](https://doi.org/10.14359/19325)
- Hoehler, M., and Eligehausen, R., 2008, "Behavior and Testing of Anchors in Simulated Seismic Cracks," *ACI Structural Journal*, V. 105, No. 3, May-June, pp. 348-357. doi: [10.14359/19794](https://doi.org/10.14359/19794)
- Hsu, T. T. C., 1968, "Torsion of Structural Concrete—Behavior of Reinforced Concrete Rectangular Members," *Torsion of Structural Concrete*, SP-18, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 291-306. doi: [10.14359/17572](https://doi.org/10.14359/17572)
- Hsu, T. T. C., 1990, "Shear Flow Zone in Torsion of Reinforced Concrete," *Journal of Structural Engineering*, V. 116, No. 11, Nov., pp. 3206-3226. doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1990\)116:11\(3206\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1990)116:11(3206))

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Hsu, T. T. C., 1997, "ACI Shear and Torsion Provisions for Prestressed Hollow Girders," *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 6, Nov.-Dec., pp. 787-799. doi: [10.14359/9738](https://doi.org/10.14359/9738)
- Hsu, T. T. C., and Burton, K. T., 1974, "Design of Reinforced Concrete Spandrel Beams," *Journal of the Structural Division*, V. 100, Jan., pp. 209-229. doi: [10.14359/16866](https://doi.org/10.14359/16866)
- Huq, M. S.; Burgos, E. A.; Lequesne, R. D.; and Lepage, A., 2018, "High-Strength Steel Bars in T-Shaped Concrete Walls," Eleventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Los Angeles, CA. Hwang, S., and Moehle, J. P., 2000, "Models for Laterally Loaded Slab-Column Frames," *ACI Structural Journal*, V. 97, No. 2, Mar.-Apr., pp. 345-353. doi: [10.14359/866](https://doi.org/10.14359/866)
- ICBO, 1997, "Uniform Building Code," V. 2, Structural Engineering Design Provisions, International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 492 pp. Ichinose, T., 1995, "Splitting Bond Failure of Columns under Seismic Action," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 5, pp. 535-541. doi: [10.14359/904](https://doi.org/10.14359/904)
- Iguro, M.; Shioya, T.; Nojiri, Y.; and Akiyama, H., 1985, "Experimental Studies on Shear Strength of Large Reinforced Concrete Beams under Uniformly Distributed Load," Concrete Library International, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, No. 5, pp. 137-154. doi: [10.2208/jsej.1984.348\\_175](https://doi.org/10.2208/jsej.1984.348_175)
- Ishizuka, T., and Hawkins, N. M., 1987, "Effect of Bond Deterioration on the Seismic Response of Reinforced and Partially Prestressed Concrete Ductile Moment Resistant Frames," *Report SM 87-2*, Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, WA. Ivey, D. L., and Butth, E., 1967, "Shear Capacity of Lightweight Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 64, No. 10, Oct., pp. 634-643. doi: [10.14359/7591](https://doi.org/10.14359/7591)
- Jeanty, P. R.; Mitchell, D.; and Mirza, M. S., 1988, "Investigation of 'Top Bar' Effects in Beams," *ACI Structural Journal*, V. 85, No. 3, May-June, pp. 251-257. doi: [10.14359/2613](https://doi.org/10.14359/2613)
- Jirsa, J. O., and Breen, J. E., 1981, "Influence of Casting Position and Shear on Development and Splice Length—Design Recommendations," *Research Report 242-3F*, Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, University of Texas at Austin, Austin, TX, Nov., 50 pp. doi: [10.14359/19469](https://doi.org/10.14359/19469)
- Jirsa, J. O.; Lutz, L. A.; and Gergely, P., 1979, "Rationale for Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension," *Concrete International*, V. 1, No. 7, July, pp. 47-61. doi: [10.14359/15038](https://doi.org/10.14359/15038)
- Jirsa, J. O.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1963, "Effects of Pattern Loadings on Reinforced Concrete Floor Slabs," *Structural Research Series* No. 269, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana, IL, July. doi: [10.14359/51685300](https://doi.org/10.14359/51685300)
- Jirsa, J. O.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1966, "Test of a Flat Slab Reinforced with Welded Wire Fabric," *Journal of the Structural Division*, V. 92, June, pp. 199-224. doi: [10.14359/16861](https://doi.org/10.14359/16861)
- PCI Journal*, V. 8, No. 5, Oct., pp. 47-67. doi: [10.15554/pci.10011963.47.67](https://doi.org/10.15554/pci.10011963.47.67)



## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Jirsa, J. O.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1969, "Pattern Loadings on Reinforced Concrete Floor Slabs," *Journal of the Structural Division*, V. 95, No. ST6, June, pp. 1117-1137.
- Johnson, L. A., and Jirsa, J. O., 1981, "The Influence of Short Embedment and Close Spacing on the Strength of Hooked Bar Anchorages," *PMFSEL Report* No. 81-2, Department of Civil Engineering-Structures Research Laboratory, University of Texas, Austin, TX, 93 pp.
- Johnson, M. K., and Ramirez, J. A., 1989, "Minimum Amount of Shear Reinforcement in High Strength Concrete Members," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 4, July-Aug., pp. 376-382. doi: [10.14359/2896](https://doi.org/10.14359/2896)
- Johnson, T., and Ghadiali, Z., 1972, "Load Distribution Test on Precast Hollow Core Slabs with Openings," *PCI Journal*, V. 17, No. 5, Sept.-Oct., pp. 9-19. doi: [10.15554/pci.09011972.9.19](https://doi.org/10.15554/pci.09011972.9.19)
- Johnston, D. W., and Zia, P., 1982, "Bond Characteristics of Epoxy-Coated Reinforcing Bars," *Report* No. FHWA/ NC/82-002, Department of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, NC, Aug., 176 pp. doi: [10.14359/16632](https://doi.org/10.14359/16632)
- Joint ACI-ASCE Committee 326, 1962, "Shear and Diagonal Tension," *ACI Journal Proceedings*, V. 59, No. 1, Jan. 1962, pp. 1-30; No. 2, Feb. 1962, pp. 277-334; and No. 3, Mar., pp. 352-396. doi: [10.14359/18461](https://doi.org/10.14359/18461)
- Joint ACI-ASCE Committee 423, 1958, "Tentative Recommendations for Prestressed Concrete," *ACI Journal Proceedings*, V. 54, No. 7, Jan., pp. 545-578. doi: [10.14359/11455](https://doi.org/10.14359/11455)
- Joint ACI-ASCE Committee 423, 1974, "Tentative Recommendations for Prestressed Concrete Flat Plates," *ACI Journal Proceedings*, V. 71, No. 2, Feb., pp. 67-71. doi: [10.14359/7344](https://doi.org/10.14359/7344)
- Joint ACI-ASCE Committee 426, 1973, "Shear Strength of Reinforced Concrete Members (ACI 426R-74)," *Proceedings*, ASCE, V. 99, No. ST6, June, pp. 1148-1157.
- Joint ACI-ASCE Committee 426, 1974, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members—Slabs," *Journal of the Structural Division*, V. 100, Aug., pp. 1543-1591.
- Joint PCI/WRI Ad Hoc Committee on Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement, 1980, "Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement," *PCI Journal*, V. 25, No. 4, July-Aug., pp. 32-36. doi: [10.14359/16661](https://doi.org/10.14359/16661)
- Kaar, P. H., 1966, "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 8: Similitude in Flexural Cracking of T Beam Flanges," *PCA Research and Development Laboratories Bulletin*, V. 8, No. 2, May, pp. 2-12. doi: [10.14359/51685141](https://doi.org/10.14359/51685141)
- Kaar, P. H.; Hanson, N. W.; and Capell, H. T., 1978, "Stress-Strain Characteristics of High Strength Concrete," *Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures*, SP-55, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 161-185. doi: [10.14359/6613](https://doi.org/10.14359/6613)
- Kaar, P. H.; Kriz, L. B.; and Hognestad, E., 1960, "Precast Prestressed Concrete Bridges: (1) Pilot Tests of Continuous Girders," *PCA Research and Development Laboratories Bulletin*, V. 2, No. 2, May, pp. 21-37. doi: [10.14359/51685340](https://doi.org/10.14359/51685340)
- Kaar, P. H.; La Fraugh, R. W.; and Mass, M. A., 1963, "Influence of Concrete Strength on Strand Transfer Length," Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, pp. 11-12.

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Kaar, P., and Magura, D., 1965, "Effect of Strand Blanketing on Performance of Pretensioned Girders," *PCI Journal*, V. 10, No. 6, Dec., pp. 20-34. doi: [10.15554/pci.12011965.20.34](https://doi.org/10.15554/pci.12011965.20.34)
- Kahn, L. F., and Mitchell, A. D., 2002, "Shear Friction Tests with High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 1, Jan.-Feb., pp. 98-103. doi: [10.14359/11040](https://doi.org/10.14359/11040)
- Kang, T. H.-K.; LaFave, J. M.; Robertson, I. N.; and Hawkins, N. M., 2007, "Post-Tensioned Slab-Column Connections—Drift Capacity at Punching of Connections Subjected to Lateral Loading," *Concrete International*, V. 29, No. 4, Apr., pp. 61-68. doi: [10.14359/18569](https://doi.org/10.14359/18569)
- Kang, T. H.-K.; Shin, M.; Mitra, N.; and Bonacci, J. F., 2009, "Seismic Design of Reinforced Concrete Beam Column Joints with Headed Bars," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 6, Nov.-Dec., pp. 868-877. doi: [10.14359/51663188](https://doi.org/10.14359/51663188)
- Kang, T. H.-K., and Wallace, J. W., 2006, "Punching of Reinforced and Post-Tensioned Concrete Slab-Column Connections," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 4, July-Aug., pp. 531-540. doi: [10.14359/16429](https://doi.org/10.14359/16429)
- Kemp, E. L.; Brezny, F. S.; and Unterspan, J. A., 1968, "Effect of Rust and Scale on the Bond Characteristics of Deformed Reinforcing Bars," *ACI Journal Proceedings*, V. 65, No. 9, Sept., pp. 743-756. doi: [10.14359/7509](https://doi.org/10.14359/7509)
- Khalifa, J. U., and Collins, M. P., 1981, "Circular Reinforced Concrete Members Subjected to Shear," *Publications* No. 81-08, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, ON, Canada, Dec., 117 pp. doi: [10.14359/16572](https://doi.org/10.14359/16572)
- Khuntia, M., and Ghosh, S. K., 2004a, "Flexural Stiffness of Reinforced Concrete Columns and Beams: Analytical Approach," *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 3, May/June, pp. 351-363. doi: [10.14359/13095](https://doi.org/10.14359/13095)
- Khuntia, M., and Ghosh, S. K., 2004b, "Flexural Stiffness of Reinforced Concrete Columns and Beams: Experimental Verification," *ACI Structural Journal*, V. 101, No. 3, May/June, pp. 364-374. doi: [10.14359/13096](https://doi.org/10.14359/13096)
- Kim, S., and Wallace, J., 2017, "Shear Design of Structural Walls for Tall Reinforced Concrete Core Wall Buildings," 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, 10 pp.
- Klein, G. J., 1986, "Design of Spandrel Beams," *PCI Specially Funded Research Project* No. 5, Precast/ Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, 104 pp. doi: [10.14359/51685218](https://doi.org/10.14359/51685218)
- Klein, G. J., 2008, "Curved-Bar Nodes: A Detailing Tool for Strut-and-Tie Models," *Concrete International*, V. 30, No. 9, Sept., pp. 42-47. doi: [10.14359/19949](https://doi.org/10.14359/19949)
- Klein, G. J., and Lindenberg, R. J., 2009, "Volume Change Response of Precast Concrete Buildings," *PCI Journal*, V. 54, No. 4, Fall, pp. 112-131. doi: [10.15554/pci.09012009.112.131](https://doi.org/10.15554/pci.09012009.112.131)
- Klemencic, R.; McFarlane, I. S.; Hawkins, N. M.; and Nikolau, S., 2012, "Seismic Design of Reinforcing Concrete Mat Foundations: A Guide for Practicing Engineers," *NEHRP Seismic Design Technical Brief* No. 7, National Lenz, K. A., 1992, "Concrete Materials Investigation for Gardiner Dam: Final Report," Canada Department of Agriculture, Prairie Farm Rehabilitation Administration Development Service, Geotechnical Division, Saskatoon, SK, Canada, Mar., 56 pp.

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Klingner, R.; Mendonca, J.; and Malik, J., 1982, "Effect of Reinforcing Details on the Shear Resistance of Anchor Bolts under Reversed Cyclic Loading," *ACI Journal Proceedings*, V. 79, No. 1, Jan.-Feb., pp. 3-12. doi: [10.14359/10455](https://doi.org/10.14359/10455)
- Kosmatka, S. H., and Wilson, M. L., 2016, *Design and Control of Concrete Mixtures*, EB001, 16th edition, Portland Cement Association, Skokie, IL, 632 pp.
- Kramrisch, F., and Rogers, P., 1961, "Simplified Design of Combined Footings," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, V. 87, Oct., pp. 19-44.
- Kriz, L. B., and Rath, C. H., 1965, "Connections in Precast Concrete Structures—Strength of Corbels," *PCI Journal*, V. 10, No. 1, Feb., pp. 47-61. doi: [10.15554/pci.02011965.16.61](https://doi.org/10.15554/pci.02011965.16.61)
- Kuchma, D.; Wei, S.; Sanders, D.; Belarbi, A.; and Novak, L., 2019, "The Development of the One-Way Shear Design Provisions of ACI 318-19," *ACI Structural Journal*, V. 116 No. 4, July, doi: [10.14359/51716739](https://doi.org/10.14359/51716739)
- Kuhn, D., and Shaikh, F., 1996, "Slip-Pullout Strength of Hooked Anchors," *Research Report*, University of Wisconsin-Milwaukee, submitted to the National Codes and Standards Council, 55 pp. doi: [10.14359/51685520](https://doi.org/10.14359/51685520)
- Kurose, Y.; Nagami, K.; and Saito, Y., 1991, "Beam Column Joints in Precast Concrete Construction in Japan," *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, SP-123, J. O. Jirsa, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 493-514. doi: [10.14359/2907](https://doi.org/10.14359/2907)
- Kwon, K., and Ghannoum, W. M., 2016, "Assessment of International Standard Provisions on Stiffness of Reinforced Concrete Moment Frame and Shear Wall Buildings," *Engineering Structures*, V. 128, pp. 149-160. doi: [10.1016/j.engstruct.2016.09.025](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.09.025)
- LaGue, D. J., 1971, "Load Distribution Tests on Precast Prestressed Hollow-Core Slab Construction," *PCI Journal*, V. 16, No. 6, Nov.-Dec., pp. 10-18. doi: [10.15554/pci.11011971.10.18](https://doi.org/10.15554/pci.11011971.10.18)
- Lai, S. M. A., and MacGregor, J. G., 1983, "Geometric Nonlinearities in Unbraced Multistory Frames," *Journal of Structural Engineering*, V. 109, No. 11, Nov., pp. 2528-2545. doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1983\)109:11\(2528\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1983)109:11(2528))
- LATBSDC, 2017, "An Alternative Procedure For Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region," Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council, 72 pp.
- Laughery, L., and Pujol, S., 2015, "Compressive Strength of Unreinforced Struts," *ACI Structural Journal*, V. 112, No. 5, pp. 617-624. doi: [10.14359/51687711](https://doi.org/10.14359/51687711)
- Lee, N. H.; Kim, K. S.; Bang, C. J.; and Park, K. R., 2007, "Tensile-Headed Anchors with Large Diameter and Deep Embedment in Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 104, No. 4, July-Aug., pp. 479-486. doi: [10.14359/18778](https://doi.org/10.14359/18778)
- Lee, N. H.; Park, K. R.; and Suh, Y. P., 2010, "Shear Behavior of Headed Anchors with Large Diameters and Deep Embedments," *ACI Structural Journal*, V. 107, No. 2, Mar.-Apr., pp. 146-156. doi: [10.14359/51663530](https://doi.org/10.14359/51663530)

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Leon, R. T., 1989, "Interior Joints with Variable Anchorage Lengths," *Journal of Structural Engineering*, V. 115, No. 9, Sept., pp. 2261-2275. doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1989\)115:9\(2261\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1989)115:9(2261))
- Leonhardt, F., and Walther, R., 1964, "The Stuttgart Shear Tests," *C&CA Translation*, No. 111, Cement and Concrete Association, London, UK, 134 pp. doi: [10.14359/19344](https://doi.org/10.14359/19344)
- Lepage, A., 1998, "Nonlinear Drift of Multistory RC Structures during Earthquakes," Sixth National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, WA.
- Leslie, K. E.; Rajagopalan, K. S.; and Everard, N. J., 1976, "Flexural Behavior of High-Strength Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 73, No. 9, Sept., pp. 517-521. doi: [10.14359/11093](https://doi.org/10.14359/11093)
- Li, S., and Roy, D. M., 1986, "Investigation of Relations between Porosity, Pore Structure and CL Diffusion of Fly Ash and Blended Cement Pastes," *Cement and Concrete Research*, V. 16, No. 5, Sept., pp. 749-759. doi: [10.1016/0008-8846\(86\)90049-9](https://doi.org/10.1016/0008-8846(86)90049-9)
- Lin, C. M.; Restrepo, J. I.; and Park, R., 2000, "Seismic Behaviour and Design of Reinforced Concrete Interior Beam Column Joints," *Research Report 2000-1*, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 471 pp. <http://hdl.handle.net/10092/15092>.
- Lin, T. Y., and Thornton, K., 1972, "Secondary Moment and Moment Redistribution in Continuous Prestressed Beams," *PCI Journal*, V. 17, No. 1, Jan.-Feb., pp. 8-20 and comments by A. H. Mattock and author's closure, *PCI Journal*, V. 17, No. 4, July-Aug., pp. 86-88. doi: [10.14359/19321](https://doi.org/10.14359/19321)
- Lloyd, J. P., 1971, "Splice Requirements for One-Way Slabs Reinforced with Smooth Welded Wire Fabric," *Publication No. R(S)4*, Civil Engineering, Oklahoma State University, Stillwater, OK, June, 37 pp. doi: [10.14359/19630](https://doi.org/10.14359/19630)
- Lloyd, J. P., and Kesler, C. E., 1969, "Behavior of One-Way Slabs Reinforced with Deformed Wire and Deformed Wire Fabric," *T&AM Report No. 323*, University of Illinois, Urbana, IL, 129 pp. doi: [10.14359/16663](https://doi.org/10.14359/16663)
- Logan, D. R., 1997, "Acceptance Criteria for Bond Quality of Strand for Pretensioned Prestressed Concrete Applications," *PCI Journal*, V. 42, No. 2, Mar.-Apr., pp. 52-90. doi: [10.15554/pci.03011997.52.90](https://doi.org/10.15554/pci.03011997.52.90)
- Lotze, D.; Klingner, R. E.; and Graves III, H. L., 2001, "Static Behavior of Anchors under Combinations of Tension and Shear Loading," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 4, July-Aug., pp. 525-536. doi: [10.14359/10295](https://doi.org/10.14359/10295)
- Lu, Y.; Henry, R. S.; Gultom, R.; and Ma, Q. T., 2017, "Cyclic Testing of Reinforced Concrete Walls with Distributed Minimum Vertical Reinforcement," *Journal of Structural Engineering*, V. 143, No. 5, p. 04016225 doi: [10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001723](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001723)
- Lubell, A. S.; Bentz, E. C.; and Collins, M. P., 2009, "Shear Reinforcement Spacing in Wide Members," *ACI Martin*, L., and Korkosz, W., 1995, "Strength of Prestressed Concrete Members at Sections Where Strands Are Not Fully Developed," *PCI Journal*, V. 40, No. 5, Sept.-Oct., pp. 58-66. doi: [10.15554/pci.09011995.58.66](https://doi.org/10.15554/pci.09011995.58.66)



## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Structural Journal*, V. 106, No. 2, Mar.-Apr., pp. 205-214. doi: [10.14359/56359](https://doi.org/10.14359/56359)
- Lubell, A. S.; Sherwood, E. G.; Bentz, E. C.; and Collins, M. P., 2004, "Safe Shear Design of Large Wide Beams," *Concrete International*, V. 26, No. 1, Jan., pp. 66-78. doi: [10.14359/19136](https://doi.org/10.14359/19136)
- Lucier, G.; Walter, C.; Rizkalla, S.; Zia, P.; and Klein, G., 2011a, "Development of a Rational Design Methodology for Precast Concrete Slender Spandrel Beams, Part 1: Experimental Results," *PCI Journal*, V. 56, No. 2, Spring, pp. 88-112. doi: [10.15554/pci.03012011.88.112](https://doi.org/10.15554/pci.03012011.88.112)
- Lucier, G.; Walter, C.; Rizkalla, S.; Zia, P.; and Klein, G., 2011b, "Development of a Rational Design Methodology for Precast Concrete Slender Spandrel Beams, Part 2: Analysis and Design Guidelines," *PCI Journal*, V. 56, No. 4, Fall, pp. 106-133. doi: [10.15554/pci.09012011.106.133](https://doi.org/10.15554/pci.09012011.106.133)
- Lutz, L., 1995, discussion to "Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete," *ACI Structural Journal*, Nov.-Dec., pp. 791-792. Also, authors' closure, pp. 798-799. doi: [10.14359/5165518](https://doi.org/10.14359/5165518)
- MacGregor, J. G., 1976, "Safety and Limit States Design for Reinforced Concrete," *Canadian Journal of Civil Engineering*, V. 3, No. 4, Dec., pp. 484-513. doi: [10.1139/176-055](https://doi.org/10.1139/176-055)
- MacGregor, J. G., 1993, "Design of Slender Concrete Columns—Revisited," *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 3, May-June, pp. 302-309. doi: [10.14359/4237](https://doi.org/10.14359/4237)
- MacGregor, J. G., 1997, *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, third edition, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 939 pp.
- MacGregor, J. G., and Ghoneim, M. G., 1995, "Design for Torsion," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 2, Mar.-Apr., pp. 211-218. doi: [10.14359/1152](https://doi.org/10.14359/1152)
- MacGregor, J. G., and Hage, S. E., 1977, "Stability Analysis and Design of Concrete Frames," *Journal of the Structural Division*, V. 103, Oct., pp. 1953-1970. doi: [10.14359/51685164](https://doi.org/10.14359/51685164)
- MacGregor, J. G., and Hanson, J. M., 1969, "Proposed Changes in Shear Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 66, No. 4, Apr., pp. 276-288. doi: [10.14359/7360](https://doi.org/10.14359/7360)
- MacGregor, J. G.; Breen, J. E.; and Pfrang, E. O., 1970, "Design of Slender Concrete Columns," *ACI Journal Proceedings*, V. 67, No. 1, Jan., pp. 6-28. doi: [10.14359/7254](https://doi.org/10.14359/7254)
- Malhotra, V. M., 1976, *Testing Hardened Concrete: Nondestructive Methods*, ACI Monograph No. 9, American Concrete Institute/Iowa State University Press, Farmington Hills, MI, 188 pp.
- Malhotra, V. M., 1977, "Contract Strength Requirements—Cores Versus In Situ Evaluation," *ACI Journal Proceedings*, V. 74, No. 4, Apr., pp. 163-172. doi: [10.14359/10998](https://doi.org/10.14359/10998)
- Mansour, M., and Hsu, T., 2005, "Behavior of Reinforced Concrete Elements under Cyclic Shear. II: Theoretical Model," *Journal of Structural Engineering*, V. 131, No. 11, pp. 54-65. doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2005\)131:1\(54\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:1(54))
- Marti, P., 1985, "Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design," *ACI Journal Proceedings*, V. 82, No. 1, Jan.-Feb., pp. 46-56. doi: [10.14359/10314](https://doi.org/10.14359/10314)

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Mast, R. F., 1968, "Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections," *Journal of the Structural Division*, V. 94, June, pp. 1485-1504. doi: [10.14359/16710](https://doi.org/10.14359/16710)
- Mast, R. F., 1992, "Unified Design Provision for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members," *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 2, Mar.-Apr., pp. 185-199. doi: [10.14359/3209](https://doi.org/10.14359/3209)
- Mast, R. F., 1998, "Analysis of Cracked Prestressed Concrete Sections: A Practical Approach," *PCI Journal*, V. 43, No. 4, July-Aug., pp. 80-91. doi: [10.15554/pci.07011998.80.91](https://doi.org/10.15554/pci.07011998.80.91)
- Mast, R. F., 2001, "Vibration of Precast Prestressed Concrete Floors," *PCI Journal*, V. 46, No. 6, pp. 76-86. doi: [10.15554/pci.11012001.76.86](https://doi.org/10.15554/pci.11012001.76.86)
- Mathey, R. G., and Clifton, J. R., 1976, "Bond of Coated Reinforcing Bars in Concrete," *Journal of the Structural Division*, V. 102, Jan., pp. 215-228. doi: [10.14359/16871](https://doi.org/10.14359/16871)
- Mattock, A. H., 1959, "Redistribution of Design Bending Moments in Reinforced Concrete Continuous Beams," *Proceedings—Institution of Civil Engineers*, V. 13, No. 1, pp. 35-46. doi: [10.1680/icep.1959.12087](https://doi.org/10.1680/icep.1959.12087)
- Mattock, A. H., 1974, "Shear Transfer in Concrete Having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 17-42. doi: [10.14359/18149](https://doi.org/10.14359/18149)
- Mattock, A. H., 1977, discussion of "Considerations for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal Loads," by PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings, *PCI Journal*, V. 22, No. 3, May-June, pp. 105-106. doi: [10.14359/51685223](https://doi.org/10.14359/51685223)
- Mattock, A. H., 2001, "Shear Friction and High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 1, Jan.-Feb., pp. 50-59. doi: [10.14359/10146](https://doi.org/10.14359/10146)
- Mattock, A. H., and Hawkins, N. M., 1972, "Shear Transfer in Reinforced Concrete—Recent Research," *PCI Journal*, V. 17, No. 2, Mar.-Apr., pp. 55-75. doi: [10.15554/pci.03011972.55.75](https://doi.org/10.15554/pci.03011972.55.75)
- Mattock, A. H., and Shen, J. F., 1992, "Joints between Reinforced Concrete Members of Similar Depth," *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 3, pp. 290-295. doi: [10.14359/3235](https://doi.org/10.14359/3235)
- Mattock, A. H.; Chen, K. C.; and Soongswang, K., 1976a, "The Behavior of Reinforced Concrete Corbels," *PCI Journal*, V. 21, No. 2, Mar.-Apr., pp. 52-77. doi: [10.15554/pci.03011976.52.77](https://doi.org/10.15554/pci.03011976.52.77)
- Mattock, A. H.; Johal, L.; and Chow, H. C., 1975, "Shear Transfer in Reinforced Concrete with Moment or Tension Acting Across the Shear Plane," *PCI Journal*, V. 20, No. 4, July-Aug., pp. 76-93. doi: [10.15554/pci.07011975.76.93](https://doi.org/10.15554/pci.07011975.76.93)
- Mattock, A. H.; Kriz, L. B.; and Hognestad, E., 1961, "Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design," *ACI Journal Proceedings*, V. 57, No. 8, Feb., pp. 875-928. doi: [10.14359/8051](https://doi.org/10.14359/8051)
- Mattock, A. H.; Li, W. K.; and Wang, T. C., 1976b, "Shear Transfer in Lightweight Reinforced Concrete," *PCI Mitchell*, D., and Cook, W. D., 1984, "Preventing Progressive Collapse of Slab Structures," *Journal of Structural Engineering*, V. 110, No. 7, July, pp. 1513-1532. doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1984\)110:7\(1513\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:7(1513))



## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Journal*, V. 21, No. 1, Jan.-Feb., pp. 20-39. doi: [10.15554/pci.01011976.20.39](https://doi.org/10.15554/pci.01011976.20.39)
- Mattock, A. H.; Yamazaki, J.; and Kattula, B. T., 1971, "Comparative Study of Prestressed Concrete Beams, with and without Bond," *ACI Journal Proceedings*, V. 68, No. 2, Feb., pp. 116-125. doi: [10.14359/11298](https://doi.org/10.14359/11298)
- Megally, S., and Ghali, A., 2002, "Punching Shear Design of Earthquake-Resistant Slab-Column Connections," *ACI Structural Journal*, V. 97, No. 5, Sept.-Oct., pp. 720-730. doi: [10.14359/8807](https://doi.org/10.14359/8807)
- Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O., 1977, "Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *Report No. 77-1*, Department of Civil Engineering, Structures Research Laboratory, University of Texas at Austin, Austin, TX, Jan., 291 pp. doi: [10.14359/51685433](https://doi.org/10.14359/51685433)
- Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O., 1981, "Shear Strength of R/C Beam-Column Connections," *Journal of the Structural Division*, V. 107, Nov., pp. 2227-2244.
- Menn, C., 1986, *Prestressed Concrete Bridges*, B. Birkhäuser, ed., 535 pp.
- Mirza, S. A., 1990, "Flexural Stiffness of Rectangular Reinforced Concrete Columns," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 4, July-Aug., pp. 425-435. doi: [10.14359/3056](https://doi.org/10.14359/3056)
- Mirza, S. A.; Lee, P. M.; and Morgan, D. L., 1987, "ACI Stability Resistance Factor for RC Columns," *Journal of Structural Engineering*, V. 113, No. 9, Sept., pp. 1963-1976. doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1987\)113:9\(1963\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1987)113:9(1963))
- Moehle, J. P., 1996, "Seismic Design Considerations for Flat Plate Construction," *Mete A. Sozen Symposium: A Tribute from his Students*, SP-162, J. K. Wight and M. E. Kreger, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 1-35. doi: [10.14359/1509](https://doi.org/10.14359/1509)
- Moehle, J. P., 1988, "Strength of Slab-Column Edge Connections," *ACI Structural Journal*, V. 85, No. 1, Jan.-Feb., pp. 89-98. doi: [10.14359/2995](https://doi.org/10.14359/2995)
- Moehle, J. P., 1992, "Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes," *Earthquake Spectra*, V. 8, No. 3, Aug., pp. 403-428. doi: [10.1193/1.1585688](https://doi.org/10.1193/1.1585688)
- Moehle, J. P., and Cavanagh, T., 1985, "Confinement Effectiveness of Crossties in RC," *Journal of Structural Engineering*, V. 111, No. 10, pp. 2105-2120. doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1985\)111:10\(2105\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:10(2105))
- Moehle, J. P.; Ghodsi, T.; Hooper, J. D.; Fields, D. C.; and Gedhada, R., 2011, "Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams: A Guide for Practicing Engineers," *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, 41 pp.
- Moehle, J. P.; Hooper, J. D.; Kelly, D. J.; and Meyer, T. R., 2010, "Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Diaphragms, Chords, and Collectors: A Guide for Practicing Engineers," *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 3*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, 33 pp.
- Mitchell, D., and Collins, M. P., 1976, "Detailing for Torsion," *ACI Journal Proceedings*, V. 73, No. 9, Sept., pp. 506-511. doi: [10.14359/11091](https://doi.org/10.14359/11091)

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Mojtahedi, S., and Gamble, W. L., 1978, "Ultimate Steel Stresses in Unbonded Prestressed Concrete," *Journal of the Structural Division*, V. 104, No. ST7, July, pp. 1159-1165. doi: [10.14359/19419](https://doi.org/10.14359/19419)
- Mphonde, A. G., and Frantz, G. C., 1984, "Shear Tests of High- and Low-Strength Concrete Beams without Stirrups," *ACI Journal Proceedings*, V. 81, No. 4, July-Aug., pp. 350-357. doi: [10.14359/10690](https://doi.org/10.14359/10690)
- Muguruma, H., and Watanabe, F., 1990, "Ductility Improvement of High-Strength Concrete Columns with Lateral Confinement," *Proceedings, Second International Symposium on High-Strength Concrete*, SP-121, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 47-60. doi: [10.14359/2783](https://doi.org/10.14359/2783)
- Muttoni, A., 2008, "Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Shear Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 105, No. 4, July-Aug., pp. 440-450. doi: [10.14359/19858](https://doi.org/10.14359/19858)
- Muttoni, A.; Schwartz, J.; and Thürlimann, B., 1997, *Design of Concrete Structures with Stress Fields*, Birkhauser, Boston, MA, 143 pp.
- Nakaki, S. D.; Stanton, J. F.; and Sritharan, S., 1999, "An Overview of the PRESS Five-Story Precast Test Building," *PCI Journal*, V. 44, No. 2, Apr., pp. 26-39. doi: [10.15554/pci.03011999.26.39](https://doi.org/10.15554/pci.03011999.26.39)
- National Transportation Safety Board (NTSB), 2007, "Ceiling Collapse in the Interstate 90 Connector Tunnel, Boston, Massachusetts, July 10, 2006," *Highway Accident Report* NTSB/HAR-07/02, Washington, DC, 120 pp.
- NEHRP, 1994, "The NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings," Building Seismic Safety Council, Washington, DC.
- Newlon, H. J., and Ozol, A., 1969, "Delayed Expansion of Concrete Delivered by Pumping through Aluminum Pipe Line," *Concrete Case Study No. 20*, Virginia Highway Research Council, Charlottesville, VA, Oct., 39 pp. doi: [10.14359/16493](https://doi.org/10.14359/16493)
- Nichols, J. R., 1914, "Statical Limitations upon the Steel Requirement in Reinforced Concrete Flat Slab Floors," *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, V. 77, pp. 1670-1736.
- Nilsson, I. H. E., and Losberg, A., 1976, "Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment," *Journal of the Structural Division*, V. 102, June, pp. 1229-1254. doi: [10.14359/51685465](https://doi.org/10.14359/51685465)
- NIST, 2014, "Use of High-Strength Reinforcement in Earthquake-Resistant Concrete Structures," NIST GCR 14-917-30, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
- NIST, 2017a, "Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, Part I—General," NIST GCR 17-917-46v1, prepared by the Applied Technology Council for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- NIST, 2017b, "Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, Part IIb—Concrete Moment Frames," NIST GCR 17-917-46v3, prepared by the Applied Technology Council for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
- Odello, R. J., and Mehta, B. M., 1967, "Behavior of a Continuous Prestressed Concrete Slab with Drop Panels," *Graduate Student Research Report*, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, CA, 63 pp. doi: [10.14359/19581](https://doi.org/10.14359/19581)
- Oesterle, R. G., 1997, "The Role of Concrete Cover in Crack Control Criteria and Corrosion Protection," PCA R&D Serial No. 2054, Portland Cement Association, Skokie, IL, 87 pp. doi: [10.14359/16540](https://doi.org/10.14359/16540)
- Olesen, S. E.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1967, "Investigation of Prestressed Reinforced Concrete for Highway Bridges, Part IV: Strength in Shear of Beams with Web Reinforcement," *Bulletin* No. 493, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, IL, 115pp. doi: [10.14359/16580](https://doi.org/10.14359/16580)
- Olsen, J.; Pregartner, T.; and Lamanna, A. J., 2012, "Basis for Design of Screw Anchors in Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 109, No. 4, July-Aug., pp. 559-568. doi: [10.14359/51683875](https://doi.org/10.14359/51683875)
- Orakcal, K.; Massone, L. M.; and Wallace, J. W., 2009, "Shear Strength of Lightly Reinforced Wall Piers and Spandrels," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 4, July-Aug., pp. 455-465. doi: [10.14359/56611](https://doi.org/10.14359/56611)
- Orangun, C. O.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., 1977, "A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices," *ACI Journal Proceedings*, V. 74, No. 3, Mar., pp. 114-122. doi: [10.14359/10993](https://doi.org/10.14359/10993)
- Ospina, C. E., and Alexander, S. D. B., 1998, "Transmission of Interior Concrete Column Loads through Floors," *Journal of Structural Engineering*, V. 124, No. 6, June, pp. 602-610. doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1998\)124:6\(602\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1998)124:6(602))
- Ožbolt, J.; Eligehausen, R.; Periškić, G.; and Mayer, U., 2007, "3D FE Analysis of Anchor Bolts with Large Embedment Depths," *Engineering Fracture Mechanics*, V. 74, No. 1-2, Jan., pp. 168-178. doi: [10.1016/j.engfracmech.2006.01.019](https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2006.01.019)
- Ozcebe, G.; Ersoy, U.; and Tankut, T., 1999, "Evaluation of Minimum Shear Reinforcement for Higher Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 3, May-June, pp. 361-368. doi: [10.14359/51701132](https://doi.org/10.14359/51701132)
- Ozyildirim, C., and Halstead, W., 1988, "Resistance to Chloride Ion Penetration of Concretes Containing Fly Ash, Silica Fume, or Slag," *Permeability of Concrete*, SP-108, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 35-61. doi: [10.14359/2158](https://doi.org/10.14359/2158)
- Pacific Earthquake Engineering Center, 2017, "Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings," *Report* No. 2017/06, University of California, Berkeley, CA.
- Palmieri, L.; Saqan, E.; French, C.; and Kreger, M., 1996, "Ductile Connections for Precast Concrete Frame Systems," *Mete A. Sozen Symposium: A Tribute from his Students*, Pfeifer, D. W., and Nelson, T. A., 1983, "Tests to Determine the Lateral Distribution of Vertical Loads in a Long Span Hollow-Core Floor Assembly," *PCI Journal*, V. 28, No. 6, Nov.-Dec., pp. 42-57. doi: [10.15554/pci.11011983.42.57](https://doi.org/10.15554/pci.11011983.42.57)

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- SP-162, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 315-335. doi: [10.14359/1515](https://doi.org/10.14359/1515)
- Pan, A., and Moehle, J. P., 1989, "Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 3, May-June, pp. 250-258. doi: [10.14359/2889](https://doi.org/10.14359/2889)
- Park, R., and Paulay, T., 1975, *Reinforced Concrete Structures*, Wiley-Interscience, New York, 769 pp.
- Park, R., and Thompson, K. J., 1977, "Cyclic Load Tests on Prestressed and Partially Prestressed Beam-Column Joints," *PCI Journal*, V. 22, No. 5, pp. 84-110. doi: [10.15554/pci.09011977.84.110](https://doi.org/10.15554/pci.09011977.84.110)
- Parra-Montesinos, G. J., 2006, "Shear Strength of Beams with Deformed Steel Fibers," *Concrete International*, V. 28, No. 11, Nov., pp. 57-66. doi: [10.14359/18323](https://doi.org/10.14359/18323)
- Paulay, T., and Binney, J. R., 1974, "Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 579-598. doi: [10.14359/17302](https://doi.org/10.14359/17302)
- Paulay, T., and Priestley, M. J. N., 1992, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley and Sons, New York, 768 pp.
- Paulson, C.; Graham, S. K.; and Rautenberg, J. M., 2013, "Determination of Yield Strength for Nonprestressed Steel Reinforcement," Charles Pankow Foundation RGA #04-13, WJE No. 2013.4171, Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc., Pasadena, CA, Dec. 31, 100 pp. doi: [10.14359/51702081](https://doi.org/10.14359/51702081)
- Paultre, P., and Légeron, F., 2008, "Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns," *Journal of Structural Engineering*, V. 134, No. 5, pp. 738-749. doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2008\)134:5\(738\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134:5(738))
- Pauw, A., 1960, "Static Modulus of Elasticity of Concrete as Affected by Density," *ACI Journal Proceedings*, V. 57, No. 6, Dec., pp. 679-687. doi: [10.14359/17302](https://doi.org/10.14359/17302)
- PCI, 1993, "Recommended Practice for Design, Manufacture, and Installation of Prestressed Concrete Piling," *PCI Journal*, V. 38, No. 2, Mar.-Apr., pp. 14-41. doi: [10.14359/19099](https://doi.org/10.14359/19099)
- PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings, 1976, "Considerations for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal Loads," *PCI Journal*, V. 21, No. 2, Mar.-Apr., pp. 18-51. doi: [10.14359/16702](https://doi.org/10.14359/16702)
- Peiris, C., and Ghali, A., 2012, "Flexural Reinforcement Essential for Punching Shear Resistance of Slabs," *Recent Developments in Reinforced Concrete Slab Analysis, Design and Serviceability*, SP-287, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, May, pp. 1-16. doi: [10.14359/51683860](https://doi.org/10.14359/51683860)
- Perez, F. J.; Pessiki, S.; Sause, R.; and Lu, L.-W., 2003, "Lateral Load Tests of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls," *Large Scale Structural Testing*, SP-211, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 161-182. doi: [10.14359/12589](https://doi.org/10.14359/12589)
- Pessiki, S.; Graybeal, B.; and Mudlock, M., 2001, "Proposed Design of High-Strength Spiral Reinforcement in Compression Members," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 6, Nov.-Dec., pp. 799-810. doi: [10.14359/10747](https://doi.org/10.14359/10747)
- Stirrups," *ACI Structural Journal*, V. 111, No. 6, pp. 1363-1372. doi: [10.14359/51686820](https://doi.org/10.14359/51686820)

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Pfister, J. F., 1964, "Influence of Ties on the Behavior of Reinforced Concrete Columns," *ACI Journal Proceedings*, V. 61, No. 5, May, pp. 521-537. doi: [10.14359/7795](https://doi.org/10.14359/7795)
- Pfister, J. F., and Mattock, A. H., 1963, "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 5: Lapped Splices in Concentrically Loaded Columns," *PCA Research and Development Laboratories Bulletin*, V. 5, No. 2, May, pp. 2740. doi: [10.14359/51685279](https://doi.org/10.14359/51685279)
- Popov, E. P.; Bertero, V. V.; and Krawinkler, H., 1972, "Cyclic Behavior of Three R/C Flexural Members with High Shear," EERC Report No. 72-5, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, Oct., 91 pp. doi: [10.14359/19326](https://doi.org/10.14359/19326)
- Portland Cement Association (PCA), 1946, "Design of Deep Girders," IS079D, Portland Cement Association, Skokie, IL, 10 pp. doi: [10.14359/51685151](https://doi.org/10.14359/51685151)
- Portland Cement Association (PCA), 1972, *Handbook of Frame Constants*, Skokie, IL, 1972, 34 pp. doi: [10.14359/16511](https://doi.org/10.14359/16511)
- Portland Cement Association (PCA), 1980, "Design and Construction of Large-Panel Concrete Structures," six reports, 762 pp., EB 100D; three studies, 300 pp., 1980, EB 102D, 1976-1980, Portland Cement Association, Skokie, IL.
- Portland Cement Association (PCA), 2011, *Design and Control of Concrete Mixtures*, 15th edition, Portland Cement Association, Skokie, IL, 444 pp.
- Primavera, E. J.; Pinelli, J.-P.; and Kalajian, E. H., 1997, "Tensile Behavior of Cast-in-Place and Undercut Anchors in High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 5, Sept.-Oct., pp. 583-594. doi: [10.14359/507](https://doi.org/10.14359/507)
- Priestley, M. J. N.; Sritharan, S.; Conley, J.; and Pampanin, S., 1999, "Preliminary Results and Conclusions from the PRESSS Five-Story Precast Concrete Test Building," *PCI Journal*, V. 44, No. 6, Nov.-Dec., pp. 42-67. doi: [10.15554/pcij.11011999.42.67](https://doi.org/10.15554/pcij.11011999.42.67)
- Powers, T. C., 1975, "Freezing Effects in Concrete," *Durability of Concrete*, SP-47, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 1-11. doi: [10.14359/17603](https://doi.org/10.14359/17603)
- Puranam, A., 2018, "Strength and Serviceability of Concrete Elements Reinforced with High-Strength Steel," PhD dissertation, Purdue University, West Lafayette, IN.
- Rabbat, B. G.; Kaar, P. H.; Russell, H. G.; and Bruce Jr., R. N., 1979, "Fatigue Tests of Pretensioned Girders with Blanketed and Draped Strands," *PCI Journal*, V. 24, No. 4, July-Aug., pp. 88-114. doi: [10.15554/pcij.07011979.88.114](https://doi.org/10.15554/pcij.07011979.88.114)
- Reineck, K.-H., ed., 2002, *Strut-and-Tie Models*, SP-208, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 250 pp.
- Reineck, K.-H., and Novak, L., C., eds., 2010, *Further Examples for the Design of Structural Concrete with Strut and Tie Models*, SP-273, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 288 pp.
- Reineck, K., and Todisco, L., 2014, "Database of Shear Tests for Non-slender Reinforced Concrete Beams without Confinement," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 1, Jan.-Feb., pp. 3-11. doi: [10.14359/11030](https://doi.org/10.14359/11030)

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Restrepo, J. I., 2002, "New Generation of Earthquake Resisting Systems," *Proceedings*, First fb Congress, Session 6, Osaka, Japan, Oct., pp. 41-60.
- Restrepo, J. I.; Park, R.; and Buchanan, A. H., 1995a, "Tests on Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings," *PCI Journal*, V. 40, No. 4, July-Aug., pp. 44-61. doi: [10.15554/pcij.07011995.44.61](https://doi.org/10.15554/pcij.07011995.44.61)
- Restrepo, J.; Park, R.; and Buchanan, A. H., 1995b, "Design of Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames," *PCI Journal*, V. 40, No. 5, pp. 68-80. doi: [10.15554/pcij.09011995.68.80](https://doi.org/10.15554/pcij.09011995.68.80)
- Richart, F. E., 1933, "Reinforced Concrete Column Investigation—Tentative Final Report of Committee 105," *ACI Journal Proceedings*, V. 29, No. 2, Feb., pp. 275-282. doi: [10.14359/8273](https://doi.org/10.14359/8273)
- Richart, F. E.; Brandzaeg, A.; and Brown, R. L., 1929, "The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression," *Bulletin* No. 190, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, IL, Apr., 74 pp. doi: [10.14359/19264](https://doi.org/10.14359/19264)
- Roberts-Wollmann, C. L., and Wollmann, G. P., 2008, "Bearing Strength of Unbonded Monostrand PostTensioning Anchors in Slab Edges," *PTI Journal*, V. 6, No. 2, Aug., pp. 29-39.
- Rogowsky, D. M., and MacGregor, J. G., 1986, "Design of Reinforced Concrete Deep Beams," *Concrete International*, V. 8, No. 8, Aug., pp. 46-58. doi: [10.14359/51685228](https://doi.org/10.14359/51685228)
- Rogowsky, D., and Wight, K., 2010, "Load Factors are Load Factors," *Concrete International*, V. 32, No. 7, July, pp. 75-76.
- Roller, J. J., and Russell, H. G., 1990, "Shear Strength of High-Strength Concrete Beams with Web Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 2, Mar.-Apr., pp. 191-198. doi: [10.14359/2682](https://doi.org/10.14359/2682)
- Rose, D. R., and Russell, B. W., 1997, "Investigation of Standardized Tests to Measure the Bond Performance of Prestressing Strand," *PCI Journal*, V. 42, No. 4, July-Aug., pp. 56-80. doi: [10.15554/pcij.07011997.56.80](https://doi.org/10.15554/pcij.07011997.56.80)
- Rotz and Reifschneider, 1984, "Experimental Evaluation of Steel Embedments Subjected to Combined Axial and Shear," Bechtel Power Corp., Ann Arbor, MI, 100 pp.
- Ruggiero, D. M.; Bentz, E. C.; Calvi, G. M.; and Collins, M. P., 2016, "Shear Response under Reversed Cyclic Loading," *ACI Structural Journal*, V. 113, No. 6, Nov.-Dec., pp. 1313-1324. doi: [10.14359/51689033](https://doi.org/10.14359/51689033)
- Russell, B. W., and Burns, N. H., 1996, "Measured Transfer Lengths of 0.5 and 0.6 in. Strands in Pretensioned Concrete," *PCI Journal*, V. 41, No. 5, Sept.-Oct., pp. 44-65. doi: [10.15554/pcij.09011996.44.65](https://doi.org/10.15554/pcij.09011996.44.65)
- Rutledge, S., and DeVries, R. A., 2002, "Development of D45 Wire in Concrete," *Report*, School of Civil and Environmental Engineering, Oklahoma State University, Stillwater, OK, Jan., 28 pp.
- Saatcioglu, M., and Razvi, S. R., 2002, "Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Columns for *Structural Journal*, V. 115, No. 3, May, pp. 885-895. doi: [10.14359/51702046](https://doi.org/10.14359/51702046)



## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Sabnis, G. M., Meyers, B. L., and Roll, F., eds., 1974, *Deflections of Concrete Structures*, SP-43, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 637 pp.
- Saemann, J. C., and Washa, G. W., 1964, "Horizontal Shear Connections between Precast Beams and Cast-in-Place Slabs," *ACI Journal Proceedings*, V. 61, No. 11, Nov., pp. 1383-1409. doi: [10.14359/7832](https://doi.org/10.14359/7832). Also see discussion," *ACI Journal Proceedings*, V. 62, June 1965, pp. 1807-1810.
- Sakai, K., and Sheikh, S. A., 1989, "What Do We Know about Confinement in Reinforced Concrete Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions)," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 2, Mar.-Apr., pp. 192-207. doi: [10.14359/2705](https://doi.org/10.14359/2705)
- Salmons, J. R., and McCrate, T. E., 1977, "Bond Characteristics of Untensioned Prestressing Strand," *PCI Journal*, V. 22, No. 1, Jan.-Feb., pp. 52-65. doi: [10.15554/pci.01011977.52.65](https://doi.org/10.15554/pci.01011977.52.65)
- Sant, J. K., and Bletzacker, R. W., 1961, "Experimental Study of Lateral Stability of Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 58, No. 6, Dec., pp. 713-736. doi: [10.14359/8004](https://doi.org/10.14359/8004)
- Sason, A. S., 1992, "Evaluation of Degree of Rusting on Prestressed Concrete Strand," *PCI Journal*, V. 37, No. 3, May-June, pp. 25-30. doi: [10.15554/pci.05011992.25.30](https://doi.org/10.15554/pci.05011992.25.30)
- SBC, 1999, "Standard Building Code," Southern Building Code Congress International, Inc., Birmingham, AL.
- Scanlon, A., and Bischoff, P. H., 2008, "Shrinkage Restraint and Loading History Effects on Deflections of Flexural Members," *ACI Structural Journal*, V. 105, No. 4, July-Aug., pp. 498-506. doi: [10.14359/19864](https://doi.org/10.14359/19864)
- Schießl, P., and Raupach, M., 1997, "Laboratory Studies and Calculations on the Influence of Crack Widths on Chloride Induced Corrosion of Steel in Concrete," *ACI Materials Journal*, V. 94, No. 1, Jan.-Feb., pp. 56-62. doi: [10.14359/285](https://doi.org/10.14359/285)
- Schlaich, J.; Schafer, K.; and Jennewein, M., 1987, "Toward a Consistent Design of Structural Concrete," *PCI Journal*, V. 32, No. 3, May-June, pp. 74-150. doi: [10.15554/pci.05011987.74.150](https://doi.org/10.15554/pci.05011987.74.150)
- Scordelis, A. C., 1990, "Non-Linear Material, Geometric, and Time Dependent Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Shells," *Bulletin*, International Association for Shells and Spatial Structures, Madrid, Spain, No. 102, Apr., pp. 57-90. doi: [10.14359/51685392](https://doi.org/10.14359/51685392)
- Scordelis, A. C.; Lin, T. Y.; and Itaya, R., 1959, "Behavior of a Continuous Slab Prestressed in Two Directions," *ACI Journal Proceedings*, V. 56, No. 6, Dec., pp. 441-459. doi: [10.14359/8105](https://doi.org/10.14359/8105)
- Seegebrecht, G. W.; Litvan, A.; and Gebler, S. H., 1989, "Durability of Dry-Mix Shotcrete," *Concrete International*, V. 11, No. 10, Oct., pp. 47-50. doi: [10.14359/2481](https://doi.org/10.14359/2481)
- Segura, C. L., and Wallace, W. J., 2017, "Seismic Performance Limitations and Detailing of Slender RC Walls," *ACI Structural Journal*, V. 115, No. 3, May-June, pp. 849-859. doi: [10.14359/51701918](https://doi.org/10.14359/51701918)
- Segura, C. L., and Wallace, J. W., 2018, "Impact of Geometry and Detailing on Drift Capacity of Slender Walls," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 1, Jan.-Feb., pp. 255-266. doi: [10.14359/51689456](https://doi.org/10.14359/51689456)

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Seismology Committee of the Structural Engineers Association of California (SEAOC), 1996, "Recommended Lateral Force Requirements and Commentary," sixth edition, Seismology Committee of the Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA, 504 pp.
- Shaikh, A. F., and Branson, D. E., 1970, "Non-Tensioned Steel in Prestressed Concrete Beams," *PCI Journal*, V. 15, No. 1, Feb., pp. 14-36. doi: [10.15554/pci.02011970.14.36](https://doi.org/10.15554/pci.02011970.14.36)
- Shaikh, A. F., and Yi, W., 1985, "In-Place Strength of Welded Headed Studs," *PCI Journal*, V. 30, No. 2, Mar.-Apr., pp. 56-81. doi: [10.15554/pci.03011985.56.81](https://doi.org/10.15554/pci.03011985.56.81)
- Shao, Y.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; Lequesne, R. D.; Ghimire, K.; and Hano, M., 2016, "Anchorage of Conventional and High-Strength Headed Reinforcing Bars," *SMReport* No. 117, University of Kansas Center for Research, Lawrence, KS, Aug., 234 pp. <https://kuscholarworks.ku.edu/handle/1808/21738>
- Sivakumar, B.; Gergely, P.; and White, R. N., 1983, "Suggestions for the Design of R/C Lapped Splices for Seismic Loading," *Concrete International*, V. 5, No. 2, Feb., pp. 46-50. doi: [10.14359/9145](https://doi.org/10.14359/9145)
- Slavin, C. M., and Ghannoum, W. M., 2015, "Defining Structurally Acceptable Properties of High-Strength Steel Bars through Material and Column Testing, Part I: Material Testing Report," Charles Pankow Foundation RGA #05-14, Aug., 135 pp. doi: [10.14359/51702075](https://doi.org/10.14359/51702075)
- Smith, K. N. and Vantsiotis, A. S., 1982, "Shear Strength of Deep Beams," *ACI Journal Proceedings*, V. 79, No. 3, May-June 1982, pp. 201-213. doi: [10.14359/10899](https://doi.org/10.14359/10899)
- Smith, S. W., and Burns, N. H., 1974, "Post-Tensioned Flat Plate to Column Connection Behavior," *PCI Journal*, V. 19, No. 3, May-June, pp. 74-91. doi: [10.15554/pci.05011974.74.91](https://doi.org/10.15554/pci.05011974.74.91)
- Sneed, L. H., and Ramirez, J. A., 2010, "Influence of Effective Depth on Shear Strength of Concrete Beams— Experimental Study," *ACI Structural Journal*, V. 107, No. 5, Sept.-Oct., pp. 554-562. doi: [10.14359/51663906](https://doi.org/10.14359/51663906)
- Sokoli, D., and Ghannoum, W. M., 2016, "High-Strength Reinforcement in Columns under High Shear Stresses," *ACI Structural Journal*, V. 113, No. 3, May-June, pp. 605-614. doi: [10.14359/51688203](https://doi.org/10.14359/51688203)
- Sperry, J.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; Lepage, A.; Lequesne, R. D.; Matamoros, A.; Feldman, L. R.; Yasso, S.; Searle, N.; DeRubeis, M.; and Ajaam, A., 2018, "Conventional and High-Strength Steel Hooked Bars: Detailing Effects," *ACI Structural Journal*, V. 115, No. 1, Jan.-Feb., pp. 247-257. doi: [10.14359/51700920](https://doi.org/10.14359/51700920)
- Sperry, J.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; Lequesne, R. D.; Yasso, S.; Matamoros, A.; Feldman, L. R.; and Lepage, A., 2017b, "Conventional and High-Strength Hooked Bars— Part 2: Data Analysis," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 1, Jan.-Feb., pp. 267-276. doi: [10.14359/51689457](https://doi.org/10.14359/51689457)
- Sperry, J.; Yasso, S.; Searle, N.; DeRubeis, M.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; Matamoros, A.; Feldman, L.; Lepage, A.; Lequesne, R.; and Ajaam, A., 2017a, "Conventional and High-Strength Hooked Bars—Part 1: Anchorage Tests," *ACI*

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Spragg, R. P.; Castro, J.; Li, W.; Pour-Ghaz, M.; Huang, P.-T.; and Weiss, J., 2011, "Wetting and Drying of Concrete in the Using Aqueous Solutions Containing Deicing Salt," *Cement and Concrete Composites*, V. 33, No. 5, May, pp. 535-542. doi: [10.1016/j.cemconcomp.2011.02.009](https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.02.009)
- Sritharan, S.; Beyer, K.; Henry, R. S.; Chai, Y. H.; Kowalsky, M.; and Bull, D., 2014, "Understanding Poor Seismic Performance of Concrete Walls and Design Implications," *Earthquake Spectra*, V. 30, No. 1, pp. 307-334. doi: [10.1193/021713EQS036M](https://doi.org/10.1193/021713EQS036M)
- Sritharan, S.; Cox, A. M.; Huang, J.; Suleiman, M.; and Arulmoli, K., 2016, "Minimum Confinement Reinforcement for Prestressed Concrete Piles and a Rational Seismic Design Framework," *PCI Journal*, V. 61, No. 1, pp. 51-69. doi: [10.15554/pci.01012016.51.69](https://doi.org/10.15554/pci.01012016.51.69)
- Stanton, J. F., 1987, "Proposed Design Rules for Load Distribution in Precast Concrete Decks," *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 5, Sept.-Oct., pp. 371-382. doi: [10.14359/1683](https://doi.org/10.14359/1683)
- Stanton, J. F., 1992, "Response of Hollow-Core Floors to Concentrated Loads," *PCI Journal*, V. 37, No. 4, July-Aug., pp. 98-113. doi: [10.15554/pci.07011992.98.113](https://doi.org/10.15554/pci.07011992.98.113)
- Stecich, J.; Hanson, J. M.; and Rice, P. F., 1984, "Bending and Straightening of Grade 60 Reinforcing Bars," *Concrete International*, V. 6, No. 8, Aug., pp. 14-23. doi: [10.14359/16496](https://doi.org/10.14359/16496)
- Stone, W.; Cheok, G.; and Stanton, J., 1995, "Performance of Hybrid Moment-Resisting Precast Beam-Column Concrete Connections Subjected to Cyclic Loading," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 2, Mar.-Apr., pp. 229-249. doi: [10.14359/1145](https://doi.org/10.14359/1145)
- Sugano, S.; Nagashima, T.; Kimura, H.; Tamura, A.; and Ichikawa, A., 1990, "Experimental Studies on Seismic Behavior of Reinforced Concrete Members of High Strength Concrete," *Proceedings of the Second International Symposium on High-Strength Concrete*, SP-121, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 61-87. doi: [10.14359/2791](https://doi.org/10.14359/2791)
- Tan, K. H.; Kong, F. K.; Teng, S.; and Wang L. W., 1997, "Effect of Web Reinforcement on High Strength Concrete Deep Beams," *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 5, Sept.-Oct., pp. 572-582. doi: [10.14359/506](https://doi.org/10.14359/506)
- Taylor, C. P.; Cote, P. A.; and Wallace, J. W., 1998, "Design of Slender Reinforced Concrete Walls with Openings," *ACI Structural Journal*, V. 95, No. 4, July-Aug., pp. 420-433. doi: [10.14359/558](https://doi.org/10.14359/558)
- TBI, 2017, "Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings," *Report No. 2017/06*, Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, May, 147 pp.
- Tepke, D.; Trejo, D.; and Isgor, B., eds., 2016, *Chloride Thresholds and Limits for New Construction*, SP-308, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- Thompson, K. J., and Park, R., 1980, "Seismic Response of Partially Prestressed Concrete," *Journal of the Structural Division*, V. 106, pp. 1755-1775.

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Thompson, M. K.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., 2006a, "CCT Nodes Anchored by Headed Bars—Part 2: Capacity of Nodes," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 1, Jan.-Feb., pp. 65-73. doi: [10.14359/15087](https://doi.org/10.14359/15087)
- Thompson, M. K.; Ledesma, A.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., 2006b, "Lap Splices Anchored by Headed Bars," *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 2, Mar.-Apr., pp. 271-279. doi: [10.14359/15185](https://doi.org/10.14359/15185)
- Thompson, M. K.; Ziehl, M. J.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., 2005, "CCT Nodes Anchored by Headed Bars—Part 1: Behavior of Nodes," *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 6, Nov.-Dec., pp. 808-815. doi: [10.14359/14788](https://doi.org/10.14359/14788)
- Thomsen IV, J. H., and Wallace, J. W., 2004, "Displacement Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls—Experimental Verification," *Journal of Structural Engineering*, V. 130, No. 4, pp. 618-630. doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:4\(618\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:4(618))
- To, N. H. T.; Sritharan, S.; and Ingham, J., 2009, "Strut and-Tie Nonlinear Cyclic Analysis of Concrete Frames," *Journal of Structural Engineering*, V. 135, No. 10, pp. 1259-1268. doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2009\)135:10\(1259\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:10(1259))
- Treece, R. A., and Jirsa, J. O., 1989, "Bond Strength of Epoxy Coated Reinforcing Bars," *ACI Materials Journal*, V. 86, No. 2, Mar.-Apr., pp. 167-174. doi: [10.14359/2341](https://doi.org/10.14359/2341)
- Tuchscherer, R. G.; Birrcher, D. B.; Huizinga, M. H.; and Bayrak, O., 2010, "Confinement of Deep Beam Nodal Regions," *ACI Structural Journal*, V. 107, No. 6, Nov.-Dec., pp. 709-717. doi: [10.14359/51664019](https://doi.org/10.14359/51664019)
- Umehara, H., and Jirsa, J. O., 1984, "Short Rectangular RC Columns Under Bidirectional Loadings," *Journal of Structural Engineering*, V. 110, No. 3, pp. 605-618. doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1984\)110:3\(605\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:3(605))
- Uzel, A.; Podgorniak, B.; Bentz, E.; and Collins, M., 2011, "Design of Large Footings for One-Way Shear," *ACI Structural Journal*, V. 108, No. 2, pp. 131-138. doi: [10.14359/51664247](https://doi.org/10.14359/51664247)
- Vanderbilt, M. D., 1972, "Shear Strength of Continuous Plates," *Journal of the Structural Division*, V. 98, May, pp. 961-973. doi: [10.14359/51685238](https://doi.org/10.14359/51685238)
- Vanderbilt, M. D., and Corley, W. G., 1983, "Frame Analysis of Concrete Buildings," *Concrete International*, V. 5, No. 12, Dec., pp. 33-43. doi: [10.14359/9202](https://doi.org/10.14359/9202)
- Vanderbilt, M. D.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., 1969, "Test of a Modified Reinforced Concrete Two-Way Slab," *Journal of the Structural Division*, V. 95, No. ST6, June, pp. 1097-1116.
- Vintzileou, E., and Eligehausen, R., 1992, "Behavior of Fasteners under Monotonic or Cyclic Shear Displacements," *Anchors in Concrete: Design and Behavior*, SP-130, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 181-203. doi: [10.14359/1272](https://doi.org/10.14359/1272)
- Vu, S.; Li, N. B.; and Beyer, K., 2014, "Effective Stiffness of Reinforced Concrete Coupling Beams," *Engineering Structures*, V. 76, pp. 371-382. doi: [10.1016/j.engstruct.2014.07.014](https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.07.014)
- Wallace, J. W., 1996, "Evaluation of UBC-94 Provisions for Seismic Design of RC Structural Walls," *Earth* Wilson, E. L., 1997, "Three-Dimensional Dynamic Analysis of Structures—With Emphasis on Earthquake Engineering," Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA.

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- quake Spectra*, V. 12, No. 2, May, pp. 327-348. doi: [10.1193/1.1585883](https://doi.org/10.1193/1.1585883)
- Wallace, J. W., 1998, "Behavior and Design of High Strength RC Walls," *High-Strength Concrete in Seismic Regions*, SP-176, C. W. French and M. E. Kreger, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 259-279. doi: [10.14359/5903](https://doi.org/10.14359/5903)
- Wallace, J. W., 2012, "Behavior, Design, and Modeling of Structural Walls and Coupling Beams—Lessons from Recent Laboratory Tests and Earthquakes," *International Journal of Concrete Structures and Materials*, V. 6, No. 1, pp. 3-18. doi: [10.1007/s40069-012-0001-4](https://doi.org/10.1007/s40069-012-0001-4)
- Wallace, J. W., and Orakcal, K., 2002, "ACI 318-99 Provisions for Seismic Design of Structural Walls," *ACI Structural Journal*, V. 99, No. 4, July-Aug., pp. 499-508. doi: [10.14359/12119](https://doi.org/10.14359/12119)
- Wallace, J. W.; Massone, L. M.; Bonelli, P.; Dragovich, J.; Lagos, R.; Lüders, C.; and Moehle, J. P., 2012, "Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings," *Earthquake Spectra*, V. 28, pp. 281-299. doi: [10.1193/1.4000047](https://doi.org/10.1193/1.4000047)
- Wallace, J.; Segura, C.; and Tran, T., 2013, "Shear Design of Structural Walls," Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council Annual Meeting, 13 pp.
- Watson, S.; Zahn, F. A.; and Park, R., 1994, "Confining Reinforcement for Concrete Columns," *Journal of Structural Engineering*, V. 120, No. 6, June, pp. 1798-1824. doi: [10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1994\)120:6\(1798\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:6(1798))
- Weber-Kamin, A. S.; Lequesne, R. D.; and Lepage, A., 2019, "RC Coupling Beams with High-Strength Steel Bars: Summary of Test Results," *SL Report 19-1*, The University of Kansas Center for Research, Inc., Lawrence, KS, Jan., 133 pp. <http://hdl.handle.net/1808/27676>
- Welt, T. S., 2015, "Detailing for Compression in Reinforced Concrete Wall Boundary Elements: Experiments, Simulations, and Design Recommendations," PhD dissertation, University of Illinois at Urbana-Champaign, Champaign, IL, 530 pp.
- Welt, T. S.; Massone, L. M.; LaFave, J. M.; Lehman, D. E.; McCabe, S. L.; and Polanco, P., 2017, "Confinement Behavior of Rectangular Reinforced Concrete Prisms Simulating Wall Boundary Elements," *Journal of Structural Engineering*, V. 143, No. 4, p. 04016204 doi: [10.1061/\(ASCE\) ST.1943-541X.0001682](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001682)
- West, J. S.; Innocenzi, M. J.; Ulloa, F. V.; and Poston, R. W., 2008, "Assessing Vibrations," *Concrete International*, V. 30, No. 10, Oct., pp. 43-49. doi: [10.14359/19985](https://doi.org/10.14359/19985)
- Widianto; Bayrak, O.; and Jirsa, J. O., 2009, "Two-Way Shear Strength of Slab-Column Connections: Reexamination of ACI 318 Provisions," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 2, Mar.-Apr., pp. 160-170. doi: [10.14359/56354](https://doi.org/10.14359/56354)
- Wilford, M. R., and Young, P., 2006, *A Design Guide for Footfall Induced Vibration of Structures*, The Concrete Centre, Surrey, UK, 83 pp.

## COMMENTARY REFERENCES

### مراجع التعليق

- Winter, G., 1979, "Safety and Serviceability Provisions in the ACI Building Code," *Concrete Design: U.S. and European Practices*, SP-59, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 35-49. doi: [10.14359/17764](https://doi.org/10.14359/17764)
- Wire Reinforcement Institute, 2001, *Structural Welded Wire Reinforcement Manual of Standard Practice*, sixth edition, Hartford, CT, Apr., 38 pp.
- Wood, S. L.; Stanton, J. F.; and Hawkins, N. M., 2000, "Development of New Seismic Design Provisions for Diaphragms Based on the Observed Behavior of Precast Concrete Parking Garages during the 1994 Northridge Earthquake," *PCI Journal*, V. 45, No. 1, Jan.-Feb., pp. 50-65. doi: [10.15554/pci.01012000.50.65](https://doi.org/10.15554/pci.01012000.50.65)
- Wyllie Jr., L. A., 1987, "Structural Walls and Diaphragms—How They Function," *Building Structural Design Handbook*, R. N. White and C. G. Salmon, eds., John Wiley & Sons, Inc., New York, pp. 188-215.
- Xanthakis, M., and Sozen, M. A., 1963, "An Experimental Study of Limit Design in Reinforced Concrete Flat Slabs," *Structural Research Series* No. 277, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana, IL, Dec., 159 pp. doi: [10.14359/16666](https://doi.org/10.14359/16666)
- Yamada, T.; Nanni, A.; and Endo, K., 1991, "Punching Shear Resistance of Flat Slabs: Influence of Reinforcement Type and Ratio," *ACI Structural Journal*, V. 88, No. 4, July-Aug., pp. 555-563. doi: [10.14359/2984](https://doi.org/10.14359/2984)
- Yoshioka, K., and Sekine, M., 1991, "Experimental Study of Prefabricated Beam-Column Subassemblages," *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, SP-123, J. O. Jirsa, ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 465-492. doi: [10.14359/2876](https://doi.org/10.14359/2876)
- Zhang, L., 2015, "Testing Air Content of Dry-Mix Shotcrete," *Shotcrete*, V. 17, No. 2, pp. 22-24.
- Zhang, Y.; Klingner, R. E.; and Graves III, H. L., 2001, "Seismic Response of Multiple-Anchor Connections to Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 6, Nov.-Dec., pp. 811-822. doi: [10.14359/10748](https://doi.org/10.14359/10748)
- Zhu, S., and Jirsa, J. O., 1983, "Study of Bond Deterioration in Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *PMFSEL Report* No. 83-1, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, Austin, TX, July, 79 pp. doi: [10.14359/51685438](https://doi.org/10.14359/51685438)
- Zia, P., and Hsu, T. T. C., 2004, "Design for Torsion and Shear in Prestressed Concrete Flexural Members," *PCI Journal*, V. 49, No. 3, May-June, pp. 34-42. doi: [10.15554/pci.05012004.34.42](https://doi.org/10.15554/pci.05012004.34.42)
- Zsutty, T. C., 1971, "Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beams Tests," *ACI Journal Proceedings*, V. 68, No. 2, Feb., pp. 138-143. doi: [10.14359/11300](https://doi.org/10.14359/11300)